

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ,
МОЛОДЁЖИ И СПОРТА УКРАИНЫ**

**ХАРЬКОВСКАЯ НАЦИОНАЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ
ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА**

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**К ПРАКТИЧЕСКИМ ЗАНЯТИЯМ
ПО ДИСЦИПЛИНЕ**

ОСНОВЫ ГИДРОМЕЛИОРАЦИИ

*(для студентов 3 курса дневной и заочной форм обучения
образовательно-квалификационного уровня бакалавр, направления
подготовки 6.060103 «Гидротехника (Водные ресурсы)»)*

Харьков – ХНАГХ – 2012

Методические указания к практическим занятиям по дисциплине “Основы гидромелиорации” (для студентов 3 курса дневной и заочной форм обучения образовательно-квалификационного уровня бакалавр, направления подготовки 6.060103 «Гидротехника (Водные ресурсы)») / Харьк. нац. акад. гор. хоз-ва; сост.: С. Е. Никулин. – Х.: ХНАГХ, 2012. – 120 с.

Составитель: С. Е. Никулин

Рецензент: доц. Г. И. Благодарная

Рекомендовано на кафедре водоснабжения, водоотведения и очистки вод, протокол №1 от 30.08.2011 г.

Введение

Дисциплина «Основы гидромелиорации» изучается в соответствии с образовательно-профессиональной программой подготовки бакалавра направления подготовки 6.060103 «Гидротехника (Водные ресурсы)».

К основным заданиям изучения дисциплины относятся теоретическая и практическая подготовка студентов по вопросам:

- виды мелиораций. Водный режим грунтов;
- технология регуляции водного режима грунтов;
- типы гидромелиоративных систем, конструкции и инженерные расчеты.

Основной целью изучения дисциплины является:

- подготовка специалиста, который будет владеть знаниями в отрасли современных технологий регуляции водного режима грунтов, конструкций, методов проектирования и расчета гидромелиоративных систем.

Предметом изучения дисциплины является: водный режим грунтов и технология его регулирования, проектирования и расчеты элементов гидромелиоративных систем, специальные виды мелиораций.

В методических указаниях к практическим занятиям приведенные основные теоретические положения, практические математические зависимости, графический материал, которые необходимы для выполнения инженерных расчетов: водного баланса грунтов, систем осушения или орошения грунтов и их отдельных элементов, обвалования для предотвращения подтопления земель в пойме реки при специальных мелиорациях. Представлены примеры решения конкретных задач мелиорирования.

МОДУЛЬ 1. ОСНОВЫ ГИДРОМЕЛИОРАЦИИ

С.М. 1.1 ВИДЫ МЕЛИОРАЦИИ. ВОДНЫЙ РЕЖИМ ГРУНТОВ. ТЕХНОЛОГИЯ РЕГУЛИРОВАНИЯ ВОДНОГО РЕЖИМА ГРУНТОВ

Рабочая программа

Практические занятия в соответствии с содержательным модулем 1.1 содержат материалы тем:

- расчет водного баланса корнежилого слоя грунта;
- определение режима орошения сельскохозяйственных культур.

Методические указания

На практических занятиях студенты изучают основные теоретические положения, математические зависимости, нормативные данные, графический материал, которые необходимы для выполнения практических расчетов и контрольной работы. Рассматриваются примеры решения задач: расчета водного баланса культур кормового севооборота и определения необходимости в увлажнении осушаемых земель для среднего, сухого и острозасушливого периодов; расчет орошения сельскохозяйственной культуры.

Практическое занятие №1

1.1 РАСЧЕТ ВОДНОГО БАЛАНСА КОРНЕОБИТАЕМОГО СЛОЯ ПОЧВЫ ЗА ВЕГЕТАЦИОННЫЙ ПЕРИОД

Теоретические положения

Водный режим на мелиорированных землях в течение года существенно изменяется и возможное его изменение необходимо устанавливать или прогнозировать заранее, на стадии проектирования. Прогнозирование изменения влагозапасов в почвах выполняется для всех сельскохозяйственных культур, выращиваемых на осушаемых землях, и для различных по влажности лет. При установлении потребности в дополнительном увлажнении осушаемых земель вводно-балансовые расчеты выполняются для среднего, сухого и острозасушливого вегетационных периодов с обеспеченностью (вероятностью превышения) по осадкам 50, 75 и 90 %, а по дефицитам влажности воздуха – соответственно 50, 25 и 10 %.

Для вегетационного периода расчет водного баланса корнеобитаемого слоя почвы выполняется по формуле 1.1:

$$\pm M = W_{\text{пр}} + N_{\text{э}} - E, \quad (1.1)$$

где M - показатель водного баланса, м³/га; при отрицательном его значении ($-M$) в вегетационный период будет наблюдаться дефицит почвенной влаги, и необходимо дополнительное увлажнение сезонной нормой M ; при положительном значении показателя водного баланса в почве будет избыток влаги ($+M$), который необходимо отвести для поддержания в корнеобитаемом слое почвы допустимых запасов влаги; $W_{\text{пр}}$ - запас продуктивной влаги в почве на начало вегетационного периода, м³/га; $N_{\text{э}}$ - коэффициентные осадки за вегетационный период, м³/га; это та часть осадков, которая поступает в почву и увеличивает запасы почвенной влаги; E - суммарное испарение (водопотребление) растениями и почвой за вегетационный период, м³/га.

Составляющие уравнения водного баланса определяются следующим образом.

1. Запас продуктивной влаги в расчетном слое почвы, м³/га, на начало вегетационного периода вычисляют по формуле 1.2:

$$W_{\text{пр}} = p \times H_{\text{р}} \times (\gamma_{\text{нач}} + \gamma_{\text{min}}), \quad (1.2)$$

где p - скважность (пористость) почвы, % от объема (для торфяников - в зависимости от степени разложения органики: для слаборазложившихся – 85-95%; среднеразложившихся – 70-85%; сильноразложившихся – 50-65%; для минеральных грунтов: от 5% - для глин до 50% для крупнозернистых песков); $H_{\text{р}}$ - мощность расчетного (корнеобитаемого) слоя почвы, м; принимается обычно 1 м; $\gamma_{\text{нач}}$ и γ_{min} - средние по расчетному слою % от полной влагоемкости влажности почвы на начало вегетационного периода и наименьшая допустимая в вегетационный период. Значения $\gamma_{\text{нач}}$ и γ_{min} для торфяных и минеральных почв приведены в табл. 1.1.

2. Эффективные осадки, м³/га, за вегетационный период определяют по формуле 1.3:

$$N_{\text{э}} = 10(l - s)h_{\text{р}} = 10k_{\text{и}} \times h_{\text{р}}, \quad (1.3)$$

$$l - s = k_{\text{и}}$$

где 10 - переводной коэффициент от слоя осадков в мм к объему воды в м³/га; 1мм =10 м³/га; s - коэффициент стока; $k_{\text{и}}$ - коэффициент использования осадков (Для зоны Полесья и лесостепи Украины принимается в зависимости от влажности года: для среднего (50% обеспеченности по осадкам) - 0,65; для сухого (75% обеспеченности) - 0,7; для острозасушливого года (90 % обеспеченности) - 0,80); $h_{\text{р}}$ - расчетные осадки за вегетационный период, мм (сумма осадков за вегетационный период (сентябрь - май) по данным метеостанции района для среднего по влажности года), для сухого года - принимается понижающий коэффициент - 0,7, для острозасушливого года понижающий коэффициент - 0,4.

Таблица 1.1 – Допустимая влажность торфяных и минеральных почв

Культуры	Средняя влажность в % от полной влагоемкости в слое 0...100 см			
	Торфяные почвы		Минеральные почвы	
	на начало вегетации $\gamma_{\text{нач}}$	наименьшая допустимая в летний период γ_{min}	на начало вегетации $\gamma_{\text{нач}}$	наименьшая допустимая в летний период γ_{min}
Многолетние травы	95	82	90	75
Зерновые яровые	90	80	90	75
Зерновые озимые	90	75	90	75
Кукуруза и подсолнечник на силос	88	75	85	70
Корневые корнеплоды, столовая свекла и морковь	90	78	90	70
Свекла сахарная	90	75	90	70
Капуста поздняя, лук, то- маты	88	78	85	75
Картофель	88	75	85	70
Лен	90	80	90	75
Табак	88	75	88	75

3. Суммарное испарение, м³/га, за вегетационный период на осушаемых землях Украины рекомендуется определять по формуле (1.4) А. М. Янголя:

$$E = a \times Y + n \times \Sigma D_p, \quad (1.4)$$

где a - коэффициент, зависящий от вида сельскохозяйственных культур (табл. 1.2); Y - проектная урожайность сельскохозяйственных культур, т/га (табл. 1.3); n - коэффициент, зависящий от средней за вегетационный период глубины залегания уровня грунтовых вод H (табл. 1.4); $n \times \Sigma D_p$ - сумма среднесуточных дефицитов влажности воздуха за вегетационный период, мм (сумма дефицитов влажности воздуха принимается по данным метеостанции района для среднего по влажности года), для засушливого года принимается с повышающим коэффициентом - 1,15, для острозасушливого - 1,25.

Таблица 1.2 – Значения коэффициента a

Культуры	Основная продукция	Коэффициент a
Многолетние травы	Сено	187,5
Многолетние травы	Зеленая масса	50,7
Кукуруза	То же	19,2
Зерновые яровые	Зерно	70,6
Зерновые озимые	«	70,6
Зернобобовые	«	100,8
Кормовые корнеплоды	Корни	24,6
Свекла сахарная	«	46,0
Свекла столовая	«	26,4
Капуста	Кочаны	36,3
Морковь	Корни	38,2
Картофель	Клубни	57,1
Томаты	Плоды	24,3
Лен	Волокно+зерно	580

Таблица 1.3 – Проектная урожайность сельскохозяйственных культур

Культуры	Y , т/га
Многолетние травы	6,0
Овес	2,9
Картофель	20,0
Кормовая свекла	65,0
Ячмень	3,2

Таблица 1.4 – Значения коэффициента n

H , м	n	H , м	n
0,6	5,2	0,9	3,1
0,7	4,4	1,0	2,7
0,8	3,8	1,1	2,3

На основании вводно-балансовых расчетов делается заключение, устанавливаются тип мелиоративной системы и необходимое количество воды M на увлажнение. Если для большинства сельскохозяйственных культур величина M для среднего и сухого годов отрицательна, то следует проектировать осушительно-увлажнительную систему двустороннего действия, если величина M положительная - осушительную систему одностороннего действия. При значении M , близко к нулю, проектируют осушительную систему с предупредительным шлюзованием.

Пример решения задачи

Задание: Выполнить расчет водного баланса культур кормового севооборота и установить необходимость в увлажнении осушаемых земель.

Исходные данные. Осушаемый массив находится на пойменных слабо-разложившихся торфяных землях в Ровенской области.

Решение. Расчет водного баланса выполняем для среднего, сухого и острозасушливого вегетационных периодов по формулам 1.1-1.4.

1. Запас продуктивной влаги в расчетном слое, $\text{м}^3/\text{га}$, на начало вегетационного периода вычисляем по формуле 1.2:

$$W_{\text{пр}} = p \times H_p \times (\gamma_{\text{нач}} + \gamma_{\text{мин}}),$$

где p - скважность (пористость) почвы, % от объема, для слабо-разложившихся торфяников принимаем 90%; H_p - мощность расчетного (корнеобитаемого) слоя почвы, м - принимаем $H_p = 1$ м; $\gamma_{\text{нач}}$ и $\gamma_{\text{мин}}$ - для различных культур - средние по расчетному слою % от полной влагоёмкости влажности почвы на начало вегетационного периода и наименьшая допустимая в вегетационный период - по табл. 1.1.

2. Эффективные осадки ($\text{м}^3/\text{га}$) за вегетационный период определяем по формуле 1.3:

$$N_3 = 10k_u \times h_p,$$

где k_u - коэффициент использования осадков; h_p - сумма осадков, мм.

Коэффициент использования осадков k_u для зоны Полесья и лесостепи Украины принимаем в зависимости от влажности года: для среднего года (50% обеспеченности осадкам) - 0,65; для сухого года (75% обеспеченности) - 0,70; для острозасушливого года (90% обеспеченности) - 0,80. Сумму осадков за вегетационный период (май-сентябрь) по метеостанции г. Ровно для среднего по влажности года принимаем 315 мм. Определяем сумму осадков для сухого и острозасушливого годов:

- для сухого года $h_p = 0,7 \times h_{\text{ср}} = 0,7 \times 315 = 220,5$ мм;

- для острозасушливого года $h_p = 0,7 \times h_{\text{ср}} = 0,4 \times 315 = 126$ мм.

Результаты расчета продуктивной влаги и эффективных осадков сводим в таблицу 1.5.

3. Суммарное испарение ($\text{м}^3/\text{га}$) за вегетационный период вычисляем по формуле (1.4) А. М. Янголя:

$$E = a \times Y + n \times \Sigma D_p,$$

где a - коэффициент, зависящий от вида сельскохозяйственных культур, принимаем по таблице 1.2; Y - проектная урожайность, т/га, принимаем по таблице 1.3; n - коэффициент, зависящий от средней за вегетационный период глубины залегания уровня грунтовых вод H , м; принимаем по таблице 34; ΣD_p - сумма среднесуточных дефицитов влажности воздуха за вегетационный период, мм.

Для среднего по влажности года по метеостанции Ровно $\Sigma D_p = 730$ мм.

Таблица 1.5 – Приходные элементы водного баланса

Культура	Р, %	Н _р , м	γ _{нач} , %	γ _{мин} , %	W _{пр} м ³ /га	N _з , м ³ /га			W _{пр} +N _з , м ³ /га		
						Средний год	Сухой год	Острозасушливый год	Средний год	Сухой год	Острозасушливый год
Многолетние травы	90	1,0	95	82	1170	2047,5	1543,5	1008,0	3217,5	2713,5	2178
Овес	90	1,0	90	80	900	2047,5	1543,5	1008,0	2947,5	2443,5	1908
Картофель	90	1,0	88	75	1170	2047,5	1543,5	1008,0	3217,5	2713,5	2178
Кормовая свекла	90	1,0	90	78	1080	2047,5	1543,5	1008,0	3127,5	2623,5	2088
Ячмень	90	1,0	90	80	900	2047,5	1543,5	1008,0	2947,5	2443,5	1908

Сумму дефицитов влажности воздуха для сухого и острозасушливого годов вычисляем с учётом повышающих коэффициентов 1,15 и 1,25, соответственно:

- для сухого года $\Sigma D_p = 1,15 \times \Sigma D_{cp} = 1,15 \times 730 = 839,5$ мм;
- для острозасушливого года $\Sigma D_p = 1,25 \times \Sigma D_{cp} = 1,25 \times 730 = 912,5$ мм.

Расчет суммарного испарения сводим в таблицу 1.6.

Таблица 1.6 – Расчет суммарного водопотребления сельскохозяйственными культурами

Культуры	α	У, т/га	Н, м	n	E, м ³ /га		
					Средний год	Сухой год	Острозасушливый год
Многолетние травы	187,5	6,0	0,7	4,4	4337	4818,8	5140
Овес	70,6	2,9	0,8	3,8	2978,7	3394,8	3672,2
Картофель	57,1	20,0	1,0	2,7	3113	3408,6	3605,8
Кормовая свекла	24,6	65,0	1,0	2,7	3570	3865,6	4062,8
Ячмень	70,6	3,2	0,8	3,8	2999,9	3416	3693,4

4. Составляем водный баланс корнеобитаемого слоя почвы за вегетационный период по формуле 1.1:

$$\pm M = W_{пр} + N_z - E.$$

Результаты расчета сводим в таблицу 1.7.

По результатам приведенных расчётов можно сделать следующее **закключение**, что не только в острозасушливые, но и даже в сухие и средние по влажности годы для большинства сельскохозяйственных культур величина *M* отрицательна, а это значит, что в почве будет наблюдаться дефицит влаги. И для выращивания высоких и устойчивых урожаев сельскохозяйственных культур на таких пойменных землях необходимо проектировать не только осушительную, а и осушительно-увлажнительную систему. Величина сезонной нормы (*M*), необходимой для увлажнения при возделывании различных культур

колеблется в пределах: в средний год - 31,2-1119,5 м³/га; в сухой год - 695,1-2105,3 м³/га; в острозасушливый год - 1427,8-2962,0 м³/га.

Таблица 1.7 – Водный баланс сельскохозяйственных культур

Культуры	$W_{np}+N_3,$ $м^3/га$	$E, м^3/га$	$M, м^3/га$	
			+	—
Средний год				
Многолетние травы	3217,5	4337		1119,5
Овес	2947,5	2978,7		31,2
Картофель	3217,5	3113	104,5	
Кормовая свекла	3127,5	3570		442,5
Ячмень	2947,5	2999,9		52,4
Сухой год				
Многолетние травы	2713,5	4818,8		2105,3
Овес	2443,5	3394,8		951,3
Картофель	2713,5	3408,6		695,1
Кормовая свекла	2623,5	3865,6		1242,1
Ячмень	2443,5	3416		973
Острозасушливый год				
Многолетние травы	2178	5140		2962,0
Овес	1908	3672,2		1764,2
Картофель	2178	3605,8		1427,8
Кормовая свекла	2088	4062,8		1974,8
Ячмень	1908	3693,4		1785,4

Практическое занятие № 2

2.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РЕЖИМА ОРОШЕНИЯ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ КУЛЬТУР

Теоретические положения

Для нормального роста и развития растений в почве необходимо обеспечить оптимальные водно-воздушный, световой, тепловой и питательный режимы. Водный режим находится в прямой зависимости от климатических, почвенных, гидрогеологических и хозяйственных условий, биологических особенностей растения, его урожая, агротехники возделывания, а также от способа и

техники полива. Урожай сельскохозяйственных культур на орошаемых землях в 2...3 раза и более, выше, чем на неорошаемых при прочих равных условиях.

Режим орошения - это сочетание норм, количества и сроков полива сельскохозяйственных культур.

Влага из поля, занятого сельскохозяйственной культурой, для обеспечения нормального роста и развития ее расходуется на транспирацию T и испарения I с поверхности почвы (и листьев при дождевании). На испарение действуют только факторы внешней среды, а транспирация обуславливается влиянием, как внешних условий, так и биологической особенности растения.

Определить отдельно долю испарения и транспирации при вегетации культуры довольно сложно. В практике эти две величины определяют как единое целое, что намного упрощает расчеты.

Для вычисления объема воды, который необходимо подать на поле, следует установить величину водопотребления данной культуры.

Суммарное испарение можно выразить через **испаряемость**. Испаряемость E_0 по мировому стандарту определяют для стандартной орошаемой культуры - люцерны с высотой травостоя 0,3...0,5 м при неограниченном притоке воды к корневой системе растений.

Все методы определения суммарного испарения можно разделить на методы непосредственного наблюдения, по аналогам в условиях, близких к проектируемым, и на расчетные методы, основанные на установлении связи водопотребления с различными климатическими условиями.

К **методам непосредственного наблюдения** можно отнести: метод водного баланса (МВБ); метод водного баланса монолитов; метод теплового баланса (МТБ). Недостаток метода водного баланса и др. заключается в том, что они не выявляют зависимости суммарного испарения от теплоэнергетических, климатических, биологических и других факторов жизни растений.

Расчетные методы основаны на установлении корреляционной зависимости между испарением и одним или группой метеорологических показателей.

К расчётным методам, получившим наибольшее распространение в отечественной и зарубежной практике, можно отнести метод А. Н. Костякова и графический метод с использованием кривой дефицита влаги в почве - биоклиматический метод С. М. Алпатьева. Недостатком метода А. Н. Костякова является то, что нельзя определять значения водопотребления культуры за отдельные промежутки времени, а также отсутствует связь суммарного испарения с климатическими факторами конкретного года. Преимущество биоклиматического метода - простота и доступность расчетов.

Биоклиматический метод основан на зависимости суммарного испарения влаги от дефицита влажности воздуха и особенностей растения, которые характеризуются коэффициентом биологической кривой растения. Биологическая кривая представляет собой зависимость испарения влаги из почвы (мм), расходуемой на покрытие дефицита влажности воздуха в 1 миллибар, от температуры воздуха. Такие кривые установлены для отдельного вида культур и различных сроков вегетации, выраженных суммой температур от момента всходов с

учетом поправок на длину светового дня (l - отношение продолжительности дня к 12 часам), которые приведены в табл. 1.8.

Расчет суммарного испарения по биоклиматическому методу ведется по формуле 1.5:

$$E = k_{\delta} \times \Sigma d, \text{ мм}, \quad (1.5)$$

где E - суммарное испарение за расчетный период, мм; k_{δ} - значение коэффициента биологической кривой за данный период, мм/мб; Σd - сумма дефицитов влажности воздуха за данный период, мб.

Определение водопотребление культуры **от момента сева до всходов** выполняется по зависимости 1.6:

$$E = K_o \times \Sigma d, \quad (1.6)$$

где K_o - коэффициент испарения с незатененной растением поверхности почвы, равный в сухую погоду 0,15 мм/мб, при выпадении осадков - 0,19 мм/мб

Таким образом, определив необходимое водопотребление на основании расчета E - суммарного испарения определяют **поливной режим. Суммарность поливных норм, числа и сроки их проведения определяют поливной режим сельскохозяйственных культур.**

Оросительная норма - количество воды, которое необходимо подать на 1 га за вегетационный период для восстановления дефицита влаги в расчетном слое почвы и обеспечения проектного урожая культуры в условиях расчетного года. Оросительную норму можно определить из уравнения водного баланса поля по формуле 1.7:

$$M = K_n \times E - \alpha \times P \pm \Delta W + W_{\text{пот}}, \quad (1.7)$$

где M - оросительная норма, м³/га; E - водопотребление, м³/га; K_n - коэффициент подпитывания грунтовыми водами; αP - впитавшиеся в почву осадки, м³/га; ΔW - количество воды, используемое растениями с корнеобитаемого слоя почвы, $\Delta W = W_n - W_k$, м³/га, (W_n и W_k - запасы влаги в почве на начало и конец вегетационного периода, м³/га); $W_{\text{гр}}$ - объем грунтовых вод, идущих на подпитывание корнеобитаемого слоя почв, м³/га; $W_{\text{пот}}$ - потери оросительной воды на поверхностный и глубинный сброс, м³/га.

K_n - учитывает вертикальный водообмен между почвенными и грунтовыми водами, зависит от залегания уровня грунтовых вод, вида и фазы развития культуры, механического состава почвогрунтов и других, менее влияющих факторов. Значение коэффициента подпитывания (K_n) принимается по табл.1.9.

Если грунтовые воды минерализованы и возможно засоление почвы, то их уровень необходимо понизить на такую глубину, при которой подпитывание засоленными водами происходить не будет (при этом $K_n = 1,0$).

Для определения оросительной (**поливной**) нормы сельскохозяйственных культур следует рассмотреть особенности расчетного режима орошения и его отличие от эксплуатационных режимов. Для экономического обоснования выбора года расчетной обеспеченности проводят анализ зависимостей расчетных ординат графика водоподдачи, урожайности сельскохозяйственных культур, капитальных вложений от метеоусловий года.

Таблица 1.8 – Значение коэффициентов биологических кривых
(по данным С. М. Алпатьева, УкрНИИГиМ)

$\sum^p l$ от всходов	Культура						
	сахарная свекла	кукуруза	Озимая пшеница	яровая пшеница	томаты	картофель весенней посадки	люцерна в расчете на 5 укосов
1	2	3	4	5	6	7	8
0...100	0,28	0,23	0,53	0,27	-	0,23	0,50
101...200	0,29	0,23	0,53	0,30	0,23	0,27	0,52
201...300	0,30	0,25	0,53	0,33	0,30	0,32	0,42
301...400	0,32	0,27	0,52	0,36	0,33	0,36	0,44
401...500	0,33	0,29	0,51	0,39	0,36	0,40	0,46
501...600	0,35	0,30	0,50	0,41	0,39	0,41	0,48
601...700	0,36	0,31	0,49	0,44	0,43	0,44	0,52
701...800	0,37	0,34	0,47	0,46	0,46	0,46	0,54
801...900	0,38	0,36	0,45	0,47	0,50	0,47	0,52
901...1000	0,39	0,38	0,43	0,6	0,52	0,47	0,42
1001...1100	0,40	0,40	0,42	0,44	0,53	0,47	0,44
1101...1200	0,41	0,41	0,41	0,41	0,53	0,45	0,45
1201...1300	0,42	0,42	0,37	0,40	0,52	0,44	0,52
1301...1400	0,43	0,44	0,34	0,37	0,50	0,42	0,53
1401...1500	0,45	0,45	0,30	0,34	0,47	0,39	0,53
1501...1600	0,46	0,48	0,26	0,30	0,45	0,37	0,42
1601...1700	0,47	0,49	0,23	0,27	0,42	0,35	0,43
1701...1800	0,48	0,49	0,19	-	0,40	0,35	0,45
1801...1900	0,49	0,48	-	-	0,39	0,31	0,47
1901...2000	0,49	0,46	-	-	0,38	0,30	0,49
2001...2100	0,50	0,45	-	-	0,37	0,28	0,52
2101...2200	0,49	0,43	-	-	0,37	0,27	0,52
2201...2300	0,48	0,40	-	-	0,36	0,25	0,52
2301...2400	0,47	0,37	-	-	0,35	-	0,42
2401...2500	0,46	0,35	-	-	0,35	-	0,44
2501...2600	0,45	0,32	-	-	0,35	-	0,46
2601...2700	0,43	0,29	-	-	0,34	-	0,48
2701...2800	0,42	0,26	-	-	0,33	-	0,51
2801...2900	0,41	0,25	-	-	-	-	0,51
2901...3000	-	-	-	-	-	-	0,52
3001...3100	-	-	-	-	-	-	0,52
3101...3200	-	-	-	-	-	-	0,42
3201...3300	-	-	-	-	-	-	0,46
3301...3400	-	-	-	-	-	-	0,49
3401...3500	-	-	-	-	-	-	0,52
3501...3600	-	-	-	-	-	-	0,52
3601...3700	-	-	-	-	-	-	0,42
3701...3800	-	-	-	-	-	-	0,46
3801...3900	-	-	-	-	-	-	0,49

Как показала практика наиболее обоснованными являются метеоданные года 75%-й обеспеченности, количество осадков в который определяют запас влаги в почве на начало поливного периода (на начало вегетации растений). Полив следует производить в тот момент, когда запас влаги в почве снизится до минимально допустимой величины, и доводить этот запас поливом надо до влажности, соответствующей наименьшей влагоёмкости (НВ); **поливная норма** (м³/га) при этом определяется по формуле 1.8:

Таблица 1.9 – Примерные значения коэффициента (K_n)

Глубина залегания уровня грунтовых вод, м	Механический состав почв в виде культур					
	легкие		средние		тяжелые	
	полевые	овощные	полевые	овощные	полевые	овощные
1,00...1,50	0,50	0,61	0,48	0,58	0,46	0,55
1,51...2,00	0,69	0,74	0,66	0,71	0,62	0,62
2,01...2,50	0,77	0,81	0,74	0,78	0,70	0,73
2,51...3,00	0,85	0,89	0,82	0,86	0,76	0,80
3,01...4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,91	0,98

$$m = 100\gamma \times H \times (\beta_{HB} - \beta_{min}), \quad (1.8)$$

где m - поливная норма, м³/га; 100 переводной коэффициент; γ - объемная масса расчетного слоя почвы участка, т/м³; H - расчетный слой почвы; β_{HB} - влажность почвы, соответствующая наименьшей влагоемкости; β_{min} - минимально допустимый порог влажности.

Расчетный слой почвы (H , м) определяется глубиной развития основной массы корней растения, а следовательно, фазой его развития, уровнем агротехники, другими условиями и составляет для овощных - 0,3...0,7 м, для зерновых культур и трав - 0,7...1,0 м).

Принято считать, что при поливе влажность в корнеобитаемом слое почвы следует доводить до влажности, соответствующей наименьшей влагоемкости (НВ), т.е. до того количества влаги, которое может удержать данный слой почвы. При подаче большего количества излишки воды профильтруются в более глубокие слои почвы. Завышение поливных норм приводит к выносу элементов питания растений за корнеобитаемый слой почвы, поднятию уровня грунтовых вод, заболачиванию и засолению почв, снижающих урожайность сельскохозяйственных культур.

Для каждого растения существует свой минимально допустимый порог влажности β_{min} , при снижении до которого растения перестают наращивать продуктивную массу и формировать урожай. Минимальный порог влажности зависит от самого растения, его биологической природы, периода вегетации, содержания солей в почве, типа и вида почв.

В практике орошения предполивную влажность (β_{min}) принимают обычно: - для влаголюбивых культур (овощи, зерновые, кормовые) 75...85%, для менее требовательных к воде (технические, масличные культуры) – 70...75% от влажности, соответствующей НВ (β_{HB}).

Минимальный запас влаги в почве перед началом полива определяют по формуле 1.9:

$$W_{min} = 100 \times \gamma \times H \times \beta_{min} \text{ или } A = 100 H \times \gamma \times (\beta_{ucx} - \beta_{min}) \quad (1.9)$$

где β_{ucx} - влажность почвы на момент сева в % от массы почвы

На засоленных землях предполивной порог влажности увеличивают на 5...10%, особенно для растений, на развитие которых соли в почве оказывают наибольшее отрицательное воздействие (овощи, хлопчатник, кормовые культуры и др.).

Продолжительность поливов для сельскохозяйственных культур обычно составляет 3...6, а при влагозарядковых поливах - 10...15 суток.

Кроме вегетационных поливов, обеспечивающих потребность растения в воде в вегетационный период, принимают поливы специального назначения: влагозарядковые, предпосевные, провокационные, освежительные, предпосадочные, подкормочные, противозаморозковые, промывные.

Влагозарядковый полив проводят в осенний или ранний весенний периоды с целью создания запасов влаги в слое 1,5...2,0 м. Норма полива - 2000 м³/га и более.

Предпосевной полив производят для увлажнения почвы и получения дружных и полных всходов, быстрого роста и развития сельскохозяйственных культур в начальный период жизни растений. Норма полива - 400...600 м³/га с учетом увлажнения слоя почвы 0,6 - 0,8 м.

Провокационный полив проводят с целью вызова прорастания сорняков, которые затем уничтожают предпосевной культивацией. Поливы проводят осенью после уборки урожая или ранней весной перед посевом. Для провокационных поливов выгодно применять дождевание с промачиванием почвы на 0,2...0,3 м, нормой 200...300 м³/га.

Освежительные поливы проводят нормами 50...100 м³/га с целью повышения влажности и снижения температуры приземного слоя воздуха, улучшения условий фотосинтеза растений.

Предпосадочный полив производят нормой 200...250 м³/га, приурочивают к высадке рассады для обеспечения ее приживаемости.

Подкормочные поливы нормой 100...200 м³/га предназначены для внесения с поливной водой питательных веществ в почву.

Противозаморозковые поливы проводят дождеванием с нормой 50...100 м³/га при раннеосенних и поздневесенних заморозках для предохранения сельскохозяйственных культур от переохлаждения.

Промывные поливы проводят в осенний или осенне-зимний периоды с целью удаления из почвогрунтов избытка водорастворимых солей. Промывные поливы выполняются большими нормами - 2...6 тыс. м³/га и более.

Порядок определения режимов поливов следующий:

1. Рассчитываются дефициты водного баланса поля с использованием биоклиматического метода подекадно (10-11 суток) с начала до конца вегетационного периода по месяцам. Данные заносятся в таблицу. Последняя строчка таблицы - результат расчёта дефицитов нарастающим итогом сначала до конца вегетационного периода.

2. По последней строчке таблицы строится интегральная кривая в координатах: по оси ордината откладывается слой подаваемой для восполнения дефицита воды в мм; по оси абсцисс время вегетационного периода (подекадно и

помесечно). Начало этой кривой должно соответствовать минимальному запасу влаги в почве на момент сева или возобновления вегетации. На рис. 1.1 приведен в качестве примера график уточнения сроков и норм полива яровой пшеницы по дефициту водного баланса.

3. Определяется величина **поливной нормы (m)** по формуле 1.8.

4. Определяется величина **продуктивного запаса влаги (A)** по формуле 1.9.

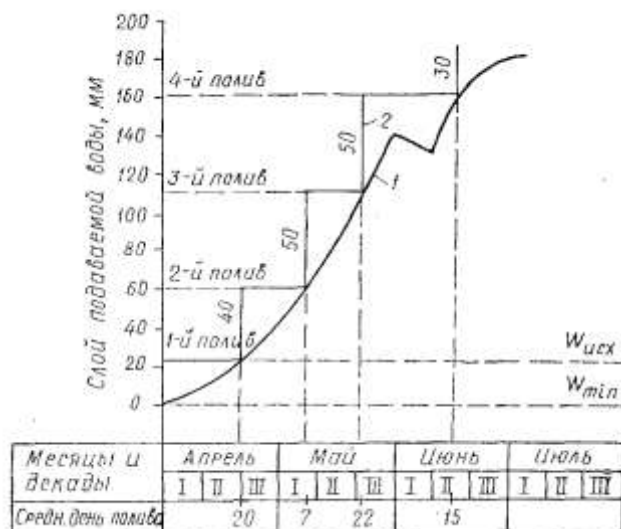


Рис. 1.1 – График уточнения сроков и норм полива яровой пшеницы по дефициту водного баланса

1 - интегральная кривая дефицитов водного баланса; 2 - норма полива;

W_{min} и $W_{исх}$ - исходный и минимальный запасы влаги в расчетном слое почвы

5. Определяется **средняя точка первого полива**. Для определения срока первого полива необходимо знать исходный запас влаги в почве $W_{исх}$ и сравнить его с минимальным допустимым W_{min} . Если наличный запас влаги больше минимального, то определяют продуктивный запас влаги A , по израсходованию которого и назначают первый полив. Первый полив назначается на момент, когда из почвы испарился продуктивный запас влаги. **Средняя точка первого полива** определяется пересечением горизонтальной линии, проведенной через точку на шкале, обозначающую $W_{исх}$, с интегральной кривой суммарного испарения. Если исходный запас влаги меньше минимального, то сразу же назначают полив.

5. Вторая и последующие средние точки поливов определяются построением из предыдущей средней точки полива ординаты, равной по величине поливной нормы, и проведением через её окончание горизонтальной прямой до пересечения с интегральной кривой.

6. Для определения даты начала и окончания каждого полива устанавливают продолжительность полива обычно 3-5 сут. (для каждой культуры индивидуально) и затем наносят отрезками, например, 5 суток по 2-3 суток в обе стороны от средней даты полива. Под интегральной кривой дефицита водного баланса над отрезками поливов наносятся сроки начала и окончания каждого полива.

Пример решения задачи

Задание: Установить водопотребление, оросительную и поливную нормы и сроки поливов сельскохозяйственной культуры.

Исходные данные. Оросительная система находится в районе г. Херсона. Метеоданные расчетного года 75 %-й обеспеченности по дефициту водного баланса приведены в табл. 1.10 (строки 2, 3, 6 13). Почвы участка представлены темно-каштановыми легкосуглинистыми грунтами с объемной массой метрового слоя $\gamma = 1,29 \text{ т/м}^3$; влажностью, соответствующей наименьшей влагоемкости, $\beta_{HB}=19,0 \%$. Влажность почвы на момент сева (20.04) составляет $\beta_{исх} 16,57\%$ от массы почвы. Грунтовые воды с минерализацией 3,5 г/л находятся на глубине 6 м. K_o - коэффициент испарения с незатемненной растением поверхности почвы, в сухую погоду $K_o = 0,15 \text{ мм/мб}$, при выпадении осадков - $K_o = 0,19 \text{ мм/мб}$.

Расчетная культура - кукуруза.

Решение. Определяем водопотребление кукурузы от момента сева до всходов по зависимости $E = K_o \times \Sigma d$, мм (формула 1.5) и $E = K_6 \times \Sigma d$ (формула 1.6) - до конца вегетации, где K_o - сухую погоду 0,15 мм/мб, при выпадении осадков - 0,19 мм/мб; K_6 - коэффициент биологической кривой, мм/Мб (по табл. 1.8); Σd - сумма дефицитов влажности воздуха за декаду, мб. Расчет приведен в табл. 1.10.

Полученное водопотребление (строка 10) покрывается за счет подпитывания корневой системы влагой из нижележащих слоев почвы, осадков и искусственной подачи воды.

При залегании грунтовых вод глубже 3 м от поверхности, согласно рекомендациям УкрНИИГиМа по табл.1.9, коэффициент подпитывания K_n принимается в первую четверть вегетационного периода - $K_n=1,0$; во вторую - 0,95; в третью - 0,90 и в последнюю - 0,85.

Недостаток влаги, который необходимо внести поливами, определяется как водопотребление с учетом коэффициента подпитывания за минусом осадков (строка 14). Сумма вычисленных дефицитов и составляет оросительную норму. В данном случае $M=3020 \text{ м}^3/\text{га}$, или 302 мм.

По данным последней строки таблицы 1.10 строим интегральную кривую дефицита водного баланса поля, занятого кукурузой (рис. 1.2). Начало кривой должно соответствовать минимально допустимому запасу влаги в расчетном слое W_{min} .

Далее по формуле 1.8 определяем величину поливной нормы m . Вычисленные необходимые объемы воды следует вносить равномерными поливами. $m = 100 \times H \times \gamma \times (\beta_{HB} - \beta_{min})$,

В соответствии с рекомендациями, учитывающими практику орошения, предполивную влажность (β_{min}) принимаем для влаголюбивых культур (овощи, зерновые, кормовые) - 75% от β_{HB} , тогда

$$m = 100 \times 1,0 \times 1,29 \times (19 - 0,75 \times 19) \approx 613 \text{ м}^3/\text{га}$$

Принимаем $m = 600 \text{ м}^3/\text{га}$.

Далее по формуле 1.9 определяем величину **продуктивного запаса влаги (А)**

$$A = 100 H \times \gamma \times (\beta_{исх} - \beta_{min})$$

$$A = 100 \times 1,0 \times 1,29 \times (16,57 - 0,75 \times 19) \approx 300 \text{ м}^3/\text{га} = 30 \text{ мм}$$

Таблица 1.10 - Определение дефицита водного баланса поля, занятого кукурузой (по метеостанции г. Херсона для года 75 %-й обеспеченности)

№ п/п	Показатель	Обозначения	Апрель	Май			Июнь			Июль			Август		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Сроки вегетации	Кв-л	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
2	Дефицит влажности воздуха среднесуточный, мб	d	9,1	4,9	4,8	4,5	6,88	16,3	16,2	16,9	13,5	11,1	12,0	12,1	13,8
3	Температура воздуха среднесуточная	t^0				15	19	22	25	23	24	24	23	25	22
4	Расчетный период, сутки	n	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	11
5	Сумма t^0C за расчетный период	t^0n				167	193	215	234	229	240	263	227	254	242
6	Поправка на длину светового дня	l	1,20	1,24	1,27	1,29	1,31	1,33	1,33	1,30	1,29	1,25	1,20	1,16	1,13
7	Сумма t^0n с поправкой на длину светового дня	$t^0 \times n \times l$				216	252	286	333	297	310	330	276	290	274
8	Сумма t^0nl от момента всходов	$\Sigma t^0 \times n \times l$				216	468	754	1087	1384	1694	2024	2300	2590	2864
9	Коэффициент биологической кривой	K_6	0,15	0,19	0,19	0,25	0,29	0,34	0,40	0,44	0,49	0,45	0,40	0,32	-
10	Водопотребление за расчетный период, мм	$E = K \times d \times n$	13,7	9,3	9,1	12,4	19,7	55,4	64,7	74,5	66,2	55	48	38,8	-

Продолжение табл. 2.10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
11	Поправка на подпитывание из нижележащих слоев почвы	K_n	1,0	1,0	1,0	0,95	0,95	0,95	0,95	0,9	0,9	0,9	0,5	0,85	-
12	E с поправкой на подпитывание из нижних слоев	$E \times K_n$	13,7	9,3	9,1	11,8	18,7	52,6	61,4	67,0	59,6	49,5	43,2	32,9	-
13	Осадки за расчетный период, мм	P	0,0	41,9	31,1	32,1	0,0	0,0	0,0	0,0	10,9	10,3	0,5	0,0	-
14	Дефицит водного баланса за расчетный период	$M = E \times K_n - P$	13,7	-32,6	-22,0	-20,3	18,7	52,6	61,4	67,0	48,7	39,2	42,7	32,9	-
15	То же нарастающим итогом	ΣM	14	-19	-41	-61	-42	10	71	138	127	226	269	302	-

Сумма дефицитов водного баланса $M=302,0$ мм =3020 м³/га

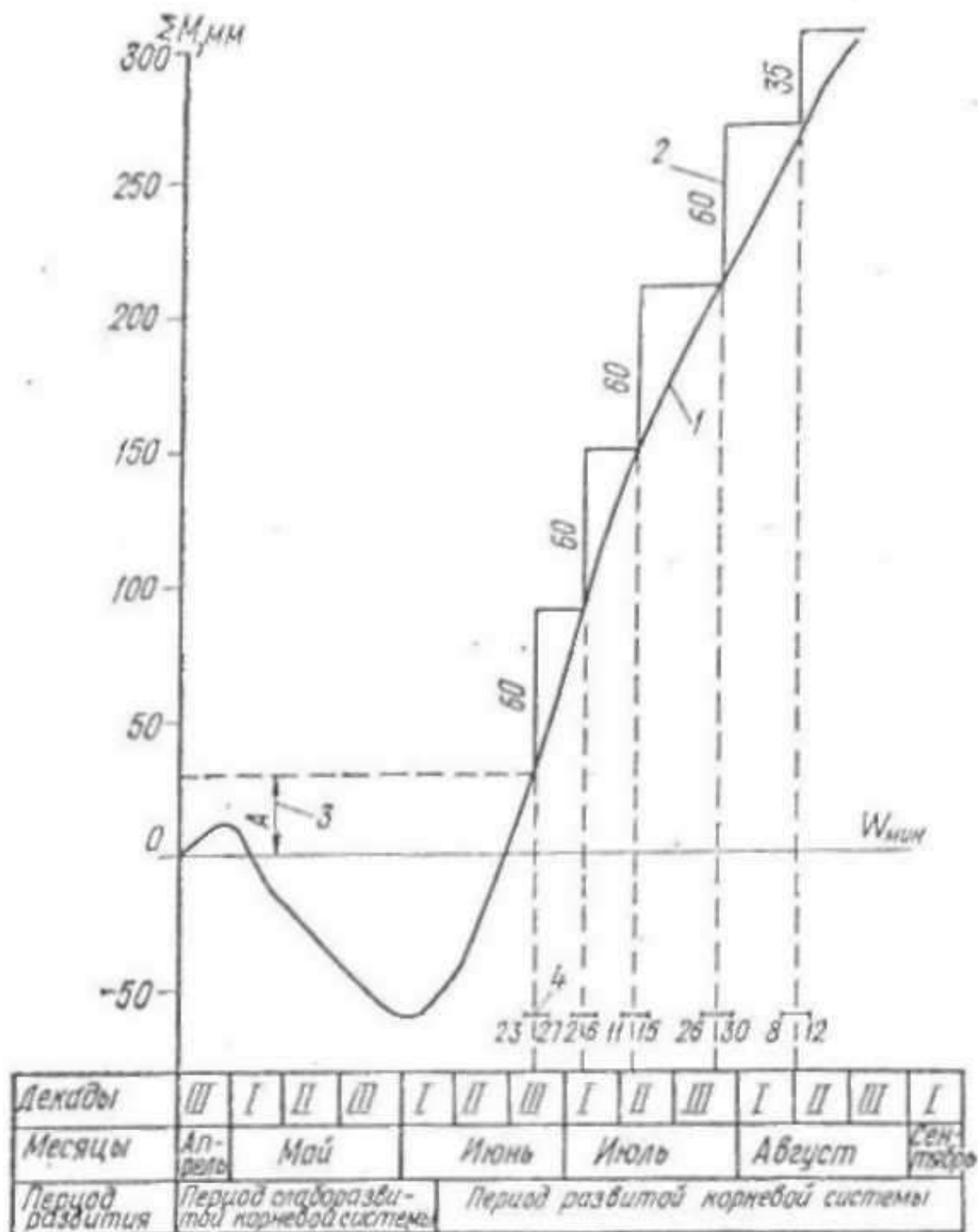


Рис. 1.2 – График уточнения сроков и норм полива кукурузы по дефициту водного баланса

1 - интегральная кривая дефицитов водного баланса; 2 - норма полива;
3 - исходный продуктивный запас влаги; 4 – сроки полива

Средняя дата первого полива определяется, как точка пересечения интегральной кривой и горизонтальной линии, соответствующей исходному про-

дуктивному запасу влаги (25.06). Продолжительность полива принимаем 5 суток. Начало полива назначаем на 2...3 дня ранее -(23.06) и закончить на 2...3 дня позже средней даты - (27.06). Величину поливной нормы в выбранном масштабе (в мм) откладываем вверх в виде прямой линии, параллельной оси ордината, от верха которой проводим горизонталь до пересечения с интегральной кривой. Точка пересечения показывает среднюю дату второго полива (04.07). Аналогично устанавливаем сроки последующих поливов.

Норма последнего полива 60 мм будет завышена, поэтому ее следует уменьшить. Принимаем норму последнего полива 35 мм. Этой нормы достаточно для покрытия дефицитов водного баланса по интегральной кривой.

Продолжительность полива наносим отрезками, а сроки начала и окончания каждого полива выписываем над отрезками под интегральной кривой дефицита водного баланса (см. рис.1.2).

С.М. 1.2. ОСУШИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ. ОРОСИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ

Рабочая программа

Практические занятия в соответствии с содержательным модулем 1.2 содержат материалы тем:

- расчет закрытого дренажа и определение элементов регулирующей дренажной сети осушительных систем водопроницаемых и слабо проницаемых грунтов;
- определение элементов ведущей и ограждающей осушительной сети, расчетных расходов воды;
- гидравлический расчет размеров ведущих каналов и расчет закрытого коллектора осушительной сети;
- расчет закрытой оросительной сети при поливе дождевальной машиной. Расчет орошения из пруда на местном стоке;
- расчет системы промывки и дренажа орошаемых земель;
- определение параметров основных элементов узла оросительной насосной станции.

Методические указания

На практических занятиях студенты изучают основные теоретические положения, математические зависимости, нормативные данные, графический материал, которые необходимы для выполнения практических расчетов и контрольной работы. Рассматриваются примеры решения задач: расчета закрытого дренажа и определение элементов регулирующей дренажной сети осушительных систем водопроницаемых и слабо проницаемых грунтов; определение элементов ведущей и ограждающей осушительной сети, расчетных расходов воды; гидравлический расчет размеров ведущих каналов и расчет закрытого коллектора осушительной сети; расчет закрытой оросительной сети при поливе дождевальной машиной. Расчет орошения из пруда на местном стоке; расчет системы промывки и дренажа орошаемых земель; определение параметров основных элементов узла оросительной насосной станции.

Практическое занятие № 3

3.1 РАСЧЁТ ЗАКРЫТОГО ДРЕНАЖА ВОДОПРОНИЦАЕМЫХ ГРУНТОВ

Теоретические положения

Регулирующая сеть предназначена для удаления из почвогрунтов избыточной влаги и поддержания в них необходимого водно-воздушного режима.

Закрытый дренаж является основным способом осушения сельскохозяйственных угодий.

Преимущества: при устройстве **закрытой осушительной сети:** потери сельскохозяйственных площадей исключаются; повышается коэффициент земельного использования (КЗИ.); устраняются препятствия механизации сельскохозяйственных работ; упрощается и удешевляется эксплуатация системы; облегчается внутрихозяйственное землеустройство; сокращается количество сооружений на открытых каналах.

К недостаткам закрытой сети относят: медленный отвод поверхностных вод; более высокая стоимость строительства закрытых систем.

Движение грунтовых вод к дренажным системам описывают **уравнением Дарси-Дюпюи** (формула 2.1):

$$v = -k \times J = -k \frac{dh}{dx}, \quad (2.1)$$

где v - скорость движения грунтовых вод, м/с; k - коэффициент фильтрации грунтов, имеющий размерность скорости, м/с; J - градиент напора грунтовых вод, определяемый как dh/dx ; dh - падение напора по пути dx .

Одним из основных параметров для расчетов элементов закрытой сети является модуль дренажного стока. **Модуль дренажного стока** - расход воды с единицы площади.

При инженерных расчётах осушительных сетей в качестве расходной характеристики может применяться **удельный приток на единицу длины дрены или канала с одной стороны** - q (м²/с) по формулам 2.2 - при инфильтрационном питании или 2.3 - при грунтовом питании:

$$q = k \times B \frac{h^2 \times h_0^2}{S}, \quad (2.2)$$

$$q = k \times B \frac{h^2 \times h_0^2}{2S}, \quad (2.3)$$

где h - напор между дренами, м; h_0 - напор между дренами, м; S - полу-расстояние между дренами, м; B - коэффициент висячести или увеличения притока, для совершенных дренах, лежащих на водоупоре, когда $H_0 = T$, $B = 1$; T - глубина заложения дрена

или по формуле 2.4 по **среднему за расчетный период притоку к дренам** - p_{cp} (м/сут):

$$p_{cp} = h_p / t_p, \quad (2.4)$$

где h_p количество воды (м), подлежащее отводу дренажем за расчетный период t_p и определяется по формуле 2.5:

$$h_p = h_{\text{п}} + \beta (H_{\text{пос}} - u) + N - e, \quad (2.5)$$

где $h_{\text{п}}$ - слой воды, оставшийся на поверхности земли к началу расчетного периода; рекомендуется принимать $h_{\text{п}} = 0,01 \dots 0,02$ м; $\beta(H_{\text{пос}} - u)$ - количество отводимых почвенно-грунтовых вод (м) при понижении уровня грунтовых вод от u до $H_{\text{пос}}$ для условий грунтово-напорных вод; N - осадки за расчетный период, для расчетного года 10%-й обеспеченности (м); e - испарение за расчетный период (м).

Для закрытой сети определяющими параметрами при строительстве являются: - **глубина заложения** регулирующих дрен; **расстояние** между дренами; **диаметр** и **уклон** дрен.

Глубина заложения регулирующих дрен T (в м) определяется по формуле 2.6:

$$T = H_{\text{пос}} + h_2, \quad (2.6)$$

где $H_{\text{пос}}$ - норма осушения на посевной период; для сельскохозяйственных культур раннего весеннего сева принимается $0,45 \dots 0,6$ м; h_2 - напор между дренами на конец расчетного периода (остаточный напор на посевной период) принимается от $0,2 \dots 0,3$ м на легких супесчаных грунтах и до $0,5 \dots 0,7$ м на тяжелых глинах.

Оптимальная глубина заложения гончарных и пластмассовых дрен: в песчаных и супесчаных грунтах $1,0 \dots 1,1$ м, в суглинистых и глинистых грунтах $1,1 \dots 1,3$ м, в торфах после их осадки $1,0 \dots 1,3$ м; меньшие значения принимают при осушении лугов, большие - в полевых севооборотах. В садах глубина заложения материальных дрен должна быть $1,2 \dots 1,4$ м. Средняя глубина заложения кротовых дрен в торфяных грунтах $0,8 \dots 1,0$ м. Минимальная глубина заложения кротовых дрен $0,6 \dots 0,7$ м (при меньшей глубине кротовые дрены будут продавливаться проходящими по поверхности машинами); для гончарных и пластмассовых дрен при пересечении ими отдельных микропонижений минимальная глубина $0,8$ м. Во избежание неравномерности осушения максимальная глубина заложения дрен не должна превышать **среднюю** более чем на $0,3 \dots 0,4$ м.

Расстояние между дренами для условий, когда за посевной период осадки и испарение не равны между собой, определяется по формуле 2.7 А. М. Янголя:

$$E = 2 \sqrt{\frac{k t_p h_1 h_2}{\beta (h_1 - h_2 \alpha) + N - e}} \quad (2.7)$$

где E - расстояние между дренами, м; k - коэффициент фильтрации водопроницаемого слоя почвогрунтов, м/сут; t_p - расчетное время понижения уровня грунтовых вод от h_1 до h_2 , м; для условий Украины принимается $10 \dots 15$ сут; h_1 - напор между дренами в начале расчетного периода, м; $h_1 = T - u$; h_2 - напор в конце расчетного периода, м; $h_2 = T - H_{\text{пос}}$; T - глубина заложения дрен, м; u - глубина стояния уровня грунтовых вод в начале расчетного периода (составляет $0 \dots 0,1$ м); $H_{\text{пос}}$ - норма осушения на посевной период, м; α - коэффициент, учитывающий кривизну депрессионной поверхности, для закрытых дрен

принимается 0,8...1,0 и для открытых осушителей - 1,1...1,3; N - осадки за расчетный период, м, принимаются для пашни и пастбищ 10%-ной и для сенокосов 20%-ной обеспеченности; e - испарение за этот же период, м; β - коэффициент водоотдачи грунта, который устанавливают опытным путем или вычисляют по формулам 2.8, 2.9:

- для торфяных почв - по формуле А. И. Ивицкого

$$\beta = 0,116 k^{3/8} (H_{\text{пос}} - u)^{3/4}, \quad (2.8)$$

- для минеральных грунтов - По формуле Г. Д. Эркина

$$\beta = 0,056 k^{1/2} (H_{\text{пос}} - u)^{1/3}. \quad (2.9)$$

При большей мощности водопроницаемых грунтов, когда дрены не доводятся до водоупора, расстояние между **несовершенными дренами** $E_{\text{несов}}$ определяется по формуле (2.10) В. С. Козлова:

$$E_{\text{несов}} = E_{\text{сов}} \times \sqrt{B}, \quad (2.10)$$

где $E_{\text{сов}}$ - расстояние между совершенными дренами, м; B - коэффициент висячности, определяемый по формуле (2.11) В. С. Козлова:

$$B = 1 + 5,5 \sqrt{\frac{H_0 - T}{H_0} \cdot \frac{r_v}{T}}, \quad (2.11)$$

где H_0 - мощность водоносного горизонта, при подъеме уровня грунтовых вод до поверхности земли, равная мощности водопроницаемого слоя, м;

T - глубина заложения дрен, м; r_v - внешний радиус дрены, м.

Расстояния между дренами на минеральных почвах Украины и на торфяниках проверяют по табл. (2.1) и табл. (2.2).

- при диаметре дрен 75-100 мм i_{min} = до 0,001;

- при водопроницаемых грунтах принимают безуклонный дренаж ($i_{\text{др}} = 0$) и диаметр дрен 100-150 мм.

Длина дрен L : - при малых уклонах земли - $i_{\text{др}} \leq 0,02$ - 100...150 м; при значительных уклонах земли $i_{\text{др}} > 0,02$ - 200...250 м.

Таблица 2.1 – Оптимальные расстояния между гончарными дренами на минеральных почвах Украины

Содержание частиц почвы диаметром менее 0,05 мм	Расстояние между дренами при уклоне местности, м		
	уклон		
	менее 0,005	0,005...0,03	более 0,03
100...80	10...15	11...14	15...20
80...60	13...15	14...16	20...22
60...40	15...18	16...20	22...27
40...30	18...20	20...22	27...30
30...20	20...23	22...25	30...34
20...10	23...25	25...27	34...37
10...00	25...30	27...33	37...45

Таблица 2.2 – Расстояние между дренами на торфяниках

Мощность слоя торфа, м	Расстояние между дренами, м			
	на болотах, не содержащих древесный и тростниковый торф		на болотах, содержащих древесный и тростниковый торф	
	при степени разложения торфа, %			
	>40	<40	>40	<40
Торфяники, подстилаемые водонепроницаемыми грунтами				
0,6...0,9	20	21...22	23	24...25
0,9...1,2	20	23...24	25	26...27
1,2...1,5	24	25...26	27	28...29
Торфяники, подстилаемые водопроницаемыми грунтами				
0,6...0,9	24	25...26	27	28...29
0,9...1,2	26	27...28	29	30...31
1,2...1,5	28	29...30	31	32...33
1,5 и более	30	31...32	33	34...35

Примечание. При осушении земель под искусственные сенокосы расстояния увеличивают на 10...20%. при норме осадков более 650 мм/год расстояния уменьшают на 10...20%, а при норме осадков менее 650 мм увеличивают на 10...20%.

Пример решения задачи

Задание: Запроектировать в плане осушительную сеть на участке минеральных водопроницаемых земель площадью 10 га.

Исходные данные. Почвогрунты участка - легкие суглинки мощностью в среднем 1,7 м, подстилаемые тяжелыми суглинками. Коэффициент фильтрации

легких суглинков $k = 0,5$ м/сут. Уклоны поверхности земли составляют - $i = 0,0005 \dots 0,008$. План участка гончарного дренажа с трассировкой осушительной системы приведен на рис. 2.1. На участке в предпосевной период и период летне-осенних затяжных дождей уровни грунтовых вод поднимаются до $u = 0,1 \dots 0,2$ м от поверхности и затрудняют эффективное использование земель. Задача осушения - обеспечивать своевременное понижение уровня грунтовых вод до норм осушения в критические периоды.

При использовании земель под пашню осушение участка предусматриваем закрытым гончарным дренажем (рис. 2.1). Исходя из рельефа участка, в дренажной системе предусматривается два проводящих коллектора - главный коллектор 5.1 Др длиной 423 м и боковой коллектор 5.1.1 Др длиной 240 м, прокладываемых по понижениям местности, и сеть регулирующих дрен. Водоприемником будет служить открытый канал 5Д, проходящий по южной границе участка.

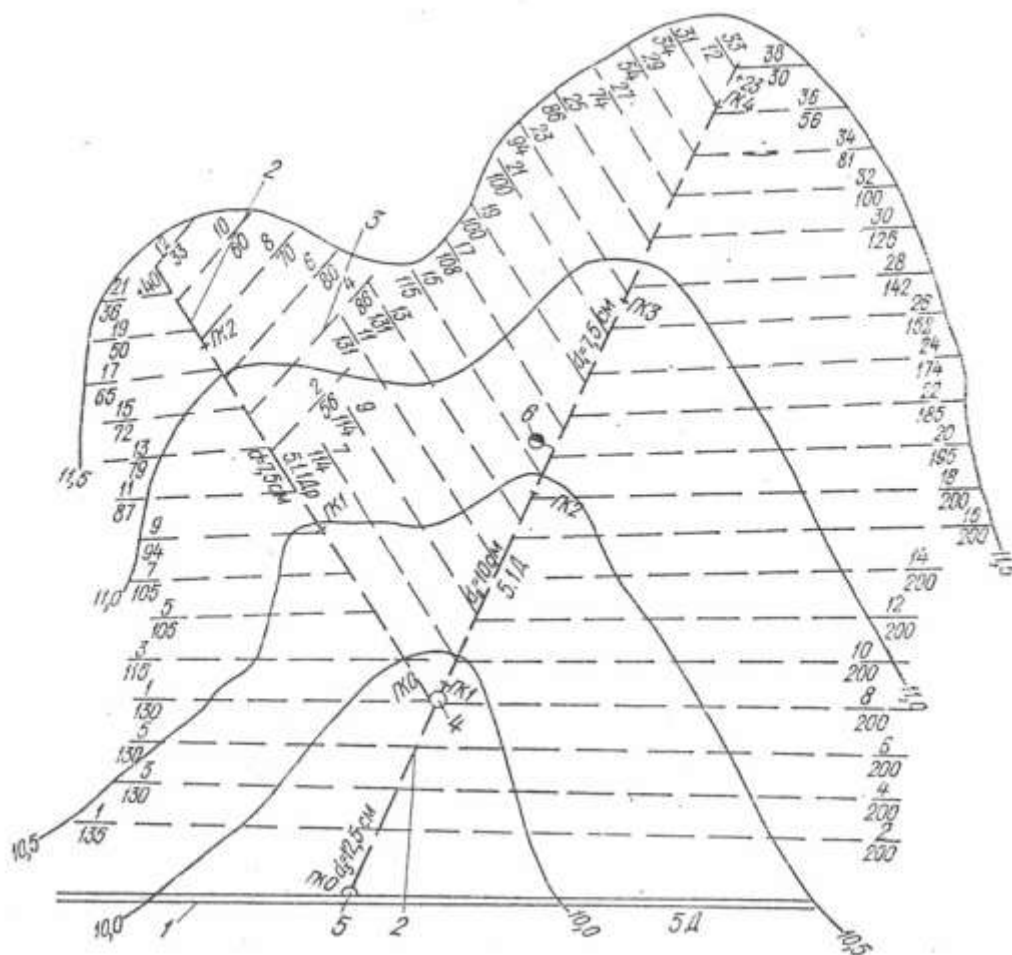


Рис. 2.1 – План участка гончарного дренажа

- 1 - открытый канал; 2 - дренажные коллекторы; 3 - устьевые сооружения;
4 - открытый колодец; 5 - устьевые сооружения;
6 - место перемены диаметра коллектора

Решение. Гончарные дрены проектируем длиной до 200 м с уклонами $0,004 \dots 0,005$. Глубину заложения дрен (Т) принимаем 1,1 м, а расчетный (внутренний) диаметр $d_y = 5$ см. В плане регулирующие дрены принимаем под ост-

рым углом к горизонталям, по промежуточной схеме так, чтобы уклоны поверхности земли по трассе дрен были равны уклонам самих дрен. При этом будет обеспечиваться постоянство глубины заложения дрен.

Регулирующие дрены будут несовершенными, так как глубина заложения дрен (T) 1,1 м меньше глубины водоупора - 1,7 м (слабоводопроницаемые тяжелые суглинки).

Расстояние между несовершенными дренами определяем по формуле 2.10:

$$E_{\text{нессов}} = E_{\text{сов}} \sqrt{B},$$

где $E_{\text{нессов}}$ - расстояние между несовершенными дренами, м; $E_{\text{сов}}$ - расстояние между совершенными дренами, м; B - коэффициент висячести.

Расстояние между совершенными дренами определяем по формуле 2.7 А. М. Янголя:

$$E_{\text{сов}} = 2 \sqrt{\frac{kt_p h_1 h_2}{\beta(h_1 - h_2 a) + N - e}},$$

где k - коэффициент фильтрации почвогрунтов, $k=0,5$ м/сут; t_p - расчетное время понижения уровня грунтовых вод, принимаем 10 сут; h_1 - напор между дренами в начале расчетного периода; h_2 - напор между дренами в конце расчетного периода;

$$h_1 = T - u = 1,1 - 0,1 = 1,0 \text{ м};$$

$$h_2 = T - H_{\text{пос}} = 1,1 - 0,6 = 0,5 \text{ м};$$

T - глубина заложения дрен, $T = 1,1$ м; u - глубина стояния уровня грунтовых вод в начале расчетного предпосевного периода, принимаем $u = 0,1$ м; $H_{\text{пос}}$ - норма осушения на посевной период, принимаем $H_{\text{пос}} = 0,6$ м; β - коэффициент водоотдачи грунта; a - коэффициент, учитывающий кривизну депрессионной поверхности, принимаем $a = 1$; N - осадки за расчетный период, для расчетного года 10%-й обеспеченности принимаем $N = 0,0034$ м; e - испарение за тот же период, принимаем $e = 0,01$ м.

Коэффициент водоотдачи β для минеральных грунтов определяем по формуле 2.9 Г. Д. Эркина:

$$\beta = 0,056 k^{1/2} (H_{\text{пос}} - u)^{1/3} = 0,056 \times 0,5^{1/2} (0,6 - 0,1)^{1/3} = 0,03.$$

Тогда расстояние между совершенными дренами получим

$$E_{\text{сов}} = 2 \sqrt{\frac{0,5 \cdot 10 \cdot 1,0 \cdot 0,5}{0,03(1,0 - 0,5 \cdot 1) + 0,034 - 0,01}} = 16,0 \text{ м}$$

Коэффициент висячести определяем по формуле 2.11 В.С. Козлова:

$$B = 1 + 5,5 \sqrt{\frac{H_o - T}{H_o} \cdot \frac{r_o}{T}} = 1 + 5,5 \sqrt{\frac{1,7 - 1,1}{1,7} \cdot \frac{0,035}{1,1}} = 1,58.$$

где H_o - мощность водопроницаемого слоя, $H_o = 1,7$ м; r_o - внешний радиус дрен, $r_o = 0,035$ м.

Расстояние между несовершенными дренами:

$$E_{\text{нессов}} = 16,0 \sqrt{1,58} = 20,1 \text{ м}.$$

Принимаем расстояние между дренами 20 м. На плане гончарного дренажа (рис. 2.1) показывается нумерация и длина всех дрен. Полученный результат сверяют с данными табл. 2.1 и делают заключение. Расчётный параметр $E_{\text{несов}}$ - соответствует применяемым для данного типа грунтов расстояниям между дренами.

3.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ РЕГУЛИРУЮЩЕЙ ДРЕНАЖНОЙ СЕТИ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ НА СЛАБО ПРОНИЦАЕМЫХ ГРУНТАХ

Теоретические положения

Отличие закрытых собирателей от обычного закрытого дренажа – в наличии в траншее фильтрующей засыпки из песка, гравия, шлака до подошвы пахотного слоя.

Расстояния между закрытыми собирателями определяют (подбирают) исходя из заданного времени (t) освобождения от гравитационной воды пахотного слоя по зависимостям (2.12-2.14) в соответствии со схемой к расчету расстояний между закрытыми собирателями, приведенной на рис. 2.2.

$$t = \frac{\beta \times E \times \arctg \frac{x}{E}}{3\sqrt{k_1(e+q_2)}} \quad (2.12),$$

$$x = \frac{2h_1 \times \sqrt{k_1}}{E\sqrt{e+q_2}}, \quad (2.13),$$

$$q_2 = \frac{4k_2 \times h_2}{E^2} \quad (2.14),$$

где E - расстояние между закрытыми собирателями, м; β - коэффициент водоотдачи пахотного слоя; k_1 и k_2 - коэффициенты фильтрации пахотного и подпахотного слоёв, соответственно, м /сут; h_1 и h_2 - мощность пахотного и подпахотного слоёв, м; t - нормативное время отвода гравитационной воды из пахотного слоя, сут.; e - интенсивность испарения, м/сут; q_2 - средняя интенсивность отвода воды через пахотный горизонт, м

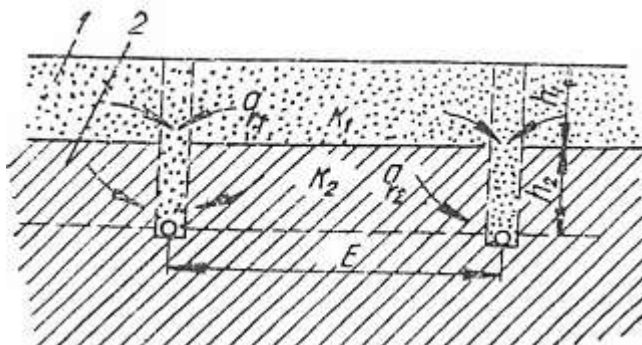


Рис. 2.2 – Схема к расчету расстояний между закрытыми собирателями
1 - пахотный горизонт, 2 - подпахотный горизонт

Как правило, подробные данные для расчета параметров закрытых собирателей по приведенным выше формулам отсутствуют. Поэтому расстояние

между закрытыми собирателями, как основной параметр системы, определяют по графику (рис. 2.3) в зависимости от механического состава почвогрунтов.

Принятое по графику расстояние корректируют следующим образом:

- при мощности гумусового горизонта более 30 см - увеличивают на 5...10%;
- на карбонатных почвах - увеличивают на 5...10%;
- при наличии оглеенности почв - уменьшают на 15-35%;
- при использовании земель под сенокосы - увеличивают на 5...10%;
- при содержании в почве железистых соединений - уменьшают на 10...20%.

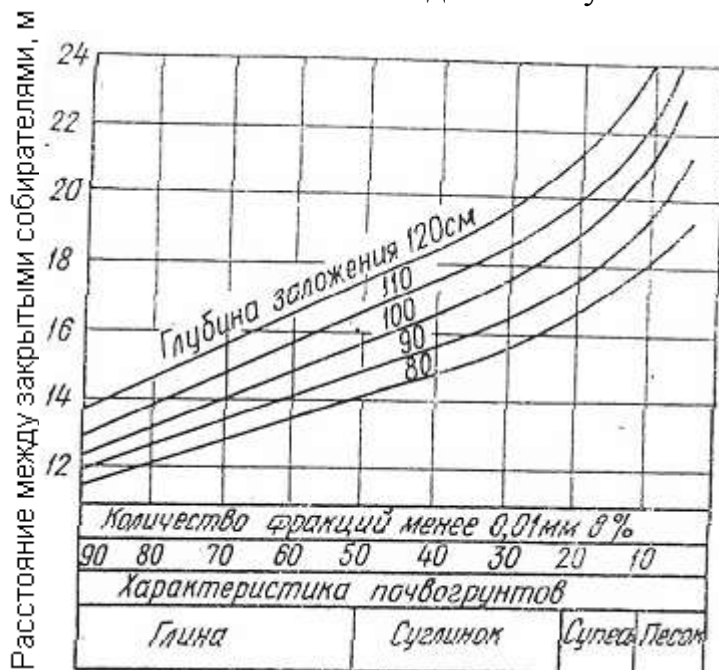


Рис. 2.3 – График для определения расстояния между закрытыми собирателями в минеральных грунтах при среднем годовом количестве осадков 650 мм

Пример решения задачи

Задание. Запроектировать в плане осушительную сеть на участке глинистых почвогрунтов Прикарпатья.

Исходные данные. Почвы участка имеют гумусовый горизонт мощностью 20...25 см, подстилаемый глинистыми грунтами с содержанием фракций диаметром менее 0,02 мм – 60%. Почвы содержат карбонаты CaCO_3 , на глубине 50...70 см имеется выраженный глеевый горизонт. Уклоны поверхности земли - $i =$ до 0,01. Основным типом водного питания являются атмосферные осадки, которые застаиваются на поверхности и в пахотном слое, образуя периодически верховодку. Для ускорения поверхностного стока с осушаемого участка применяются закрытые собиратели. Осушительная система включает рекувотприемник, магистральный канал ГД, закрытые коллекторы 1Др и 2Др, а также сеть закрытых собирателей (рис. 2.4.).

Решение. Закрытые коллекторы проектируем вдоль уклона местности, а закрытые собиратели - поперек коллекторов. Глубину закрытых собирателей принимаем 0,9...1,0 м, а длину - до 100...200 м.

Расстояния между закрытыми собирателями принимаем по графику (см. рис. 2.3) в зависимости от механического состава почвогрунтов. При содержании физической глины (фракций диаметром менее 0,01 мм) 60% расстояние между закрытыми собирателями рекомендуется 14,3 м. Но так как почвогрунт содержит карбонаты CaCO_3 , то расстояние увеличиваем на 10%. Кроме этого, при наличии в грунте глеевого горизонта расстояние между закрытыми собирателями уменьшаем на 15%, т.е. на 2,14 м (15% от 14,3 м).

Тогда $E = 14,3 - 2,14 = 12,16$ м.

Принимаем расстояние между закрытыми собирателями 12 м.

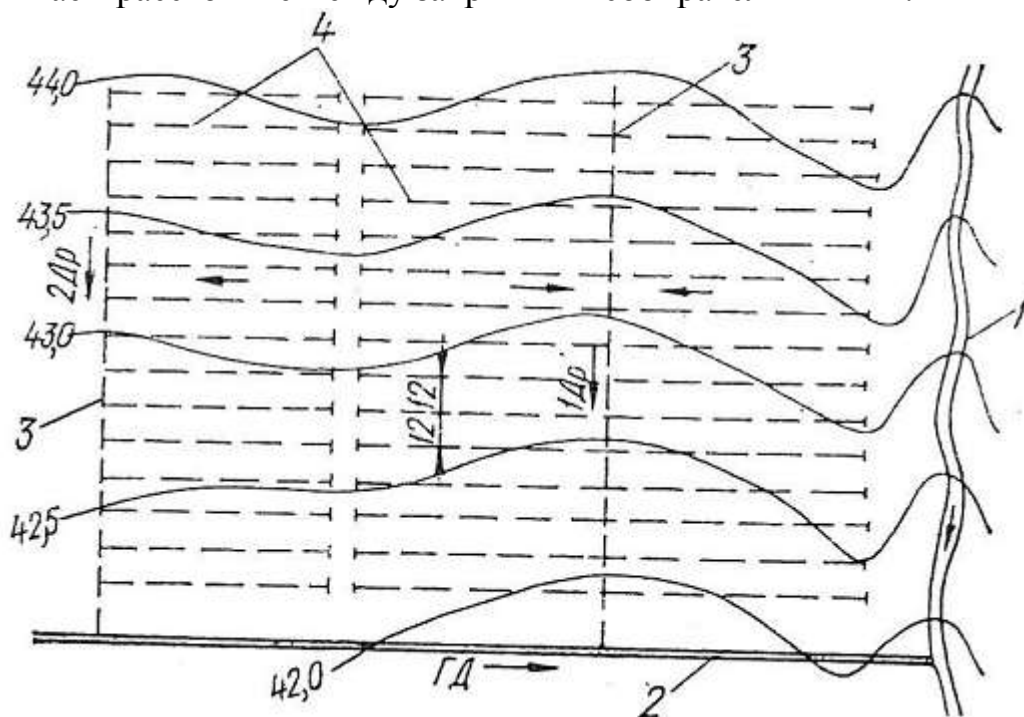


Рис. 2.4 – План сети при осушении закрытыми собирателями:
1 - водоприемник; 2 - магистральный канал; 3 - закрытый коллектор;
4 - закрытые собиратели

Практическое занятие №4

4.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОВОДЯЩЕЙ И ОГРАЖДАЮЩЕЙ СЕТИ

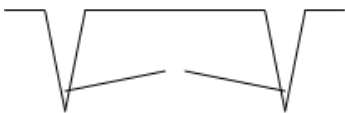
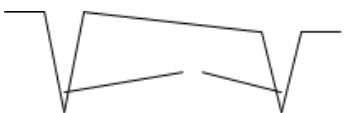

Теоретические положения

Расположение осушительной сети в плане и в вертикальной плоскости также необходимо увязывать с подземными коммуникациями и надземными сооружениями. Проектирование открытой осушительной сети начинают с магистрального канала. Магистральный канал соединяет осушительную систему с водоприемником и является наиболее ответственной частью проводящей сети. Проектирование магистрального канала в плане осуществляется с соблюдением определённых правил [1].

Примерно перпендикулярно к магистральному каналу намечают транспортирующие собиратели. Их размещают в первую очередь по боковым притокам и тальвегам. Трассы остальных транспортирующих собирателей проектируют исходя из условия подключения к ним открытых коллекторов. Отдельные открытые коллекторы можно подключать и непосредственно к магистральному каналу. При больших дренажных расходах и отсутствии труб большого диаметра иногда проектируют по тальвегам два параллельных коллектора с расстояниями 10...15 м. Расстояние между открытыми коллекторами зависит от условий размещения на осушаемой территории кротового дренажа (табл. 2.3). Кротовые дрены в магистральные и нагорно-ловчие каналы не подключаются.

Если магистральные каналы глубокие, врезаются в подстилающие пески и сами обеспечивают эффективное осушение полос по 100 м и более в каждую сторону, то расстояние между магистральным каналом и открытым коллектором можно принимать до 400 м. Такое же расстояние можно принимать между открытым коллектором и нагорно-ловчим каналом, если с прилегающих территорий нет значительного притока грунтовых вод, если на этом участке меньшая потребность в осушении.

Таблица 2.3 – Расчетные расстояния между открытыми коллекторами

Поперечный уклон поймы	Схема подключения кротовых дрен	Условия подключения кротовых дрен	Расстояние между коллекторами
до 0,001		Дрены подключаются с обеих сторон и имеют длину по 200 м	До 400
0,002...0,04		Дрены подключаются с обеих сторон, но дрены, расположенные против уклона, имеют сокращенную длину 100...150	300...350
более 0,005		Дрена длиной 200 м проектируется только по направлению уклона поверхности	200...250

Под магистральные каналы и их ветви отводят полосы, равные ширине канала по верху, и пятиметровые участки для проезда с каждой стороны канала. Вдоль открытых коллекторов, как правило, проезды не предусматривают и принимают полосы отчуждения по 1 м; вдоль транспортирующих собирателей предусматривают с одной стороны полосу 5 м для проезда, а с другой - 1 м без проезда.

На осушительных системах одностороннего действия открытые коллекторы и нагорно-ловчие каналы не доводятся до вышерасположенных транспортирующих собирателей примерно на 50 м.

На осушительно-увлажнительных системах двустороннего действия дополнительно проектируются увлажнительные каналы, а открытые коллекторы и нагорно-ловчие каналы соединяют с расположенными выше транспортирующими собирателями.

При проектировании в плане осушительной сети стремятся к тому, чтобы участки между открытыми каналами имели прямолинейную или близкую к ней форму, а площади их составляли не менее 20...30 га. По каналам проектируют границы полей севооборота.

На планах осушительные каналы изображаются синим цветом, осушительно-увлажнительные - коричневым, а оросительная сеть - красным. При копировании и размножении чертежей все каналы изображаются черным цветом. Открытая сеть показывается сплошными линиями, а закрытая - пунктирными.

Элементы осушительной сети обозначают буквой Д, оросительной - К. магистральный канал обозначается буквами ГД (главная дрена). Остальные элементы проводящей осушительной сети имеют цифровую индексацию 1Д, 2Д, открытые коллекторы- 1.2Д, 2.3Д и т.д. В буквенных обозначениях закрытых коллекторов к букве Д присоединяется индекс «р» (например, 2.6Др). В буквенных обозначениях элементов оградительной и осушительно-увлажнительной сети к букве Д присоединяют соответственно индексы «л» или «у» (например, 1.3Дл, 7Ду).

По трассам каналов разбивается пикетаж через 100 м (разбивка пикетажа производится против течения - от устья осушительных каналов к верховью).

Пример решения задачи

Задание. Запроектировать осушительно-увлажнительную систему на пойменных торфяных землях.

Исходные данные. Заболоченный массив находится в южной части Ровенской области и занимает пойму безымянного ручья, впадающего в р. Икву. На пойме типичное низинное болото со слаборазложившимися тростниково-осоковыми торфяниками мощностью до 3 м, подстилаемыми супесями. Коэффициент фильтрации торфа в среднем 0,6 м/сут. Прилегающие к болоту с севера и юга крутые склоны надпойменной террасы сложены суглинками и подстилаются известняками. Площадь заболоченного массива – 400 га. Водное питание болота осуществляется за счет атмосферных осадков, грунтовых вод, а также за счет намывных аллювиальных и склоновых вод. В период весеннего половодья пойм затапливается слоем воды 0,2...0,3 м на 10...15 суток; в посевной период уровни грунтовых вод находятся на глубине 0,1...0,3 м (нормы осушения не обеспечиваются) и только в летние сухие периоды они понижаются в среднем до 1 м.

До мелиорации болото использовалось как естественные малопродуктивные сенокосы и пастбища. После осушения торфяные земли будут включены в севооборот с многолетними травами, яровыми зерновыми культурами, карто-

фелем и кормовой свеклой. Для выращивания высоких и устойчивых урожаев сельскохозяйственных культур в средние и засушливые годы на этих землях необходимо дополнительное увлажнение.

Решение. На заболоченном массиве проектируем осушительно-увлажнительную систему, которая будет включать осушительную и увлажнительную сеть, гидротехнические сооружения и дороги (рис. 2.5).

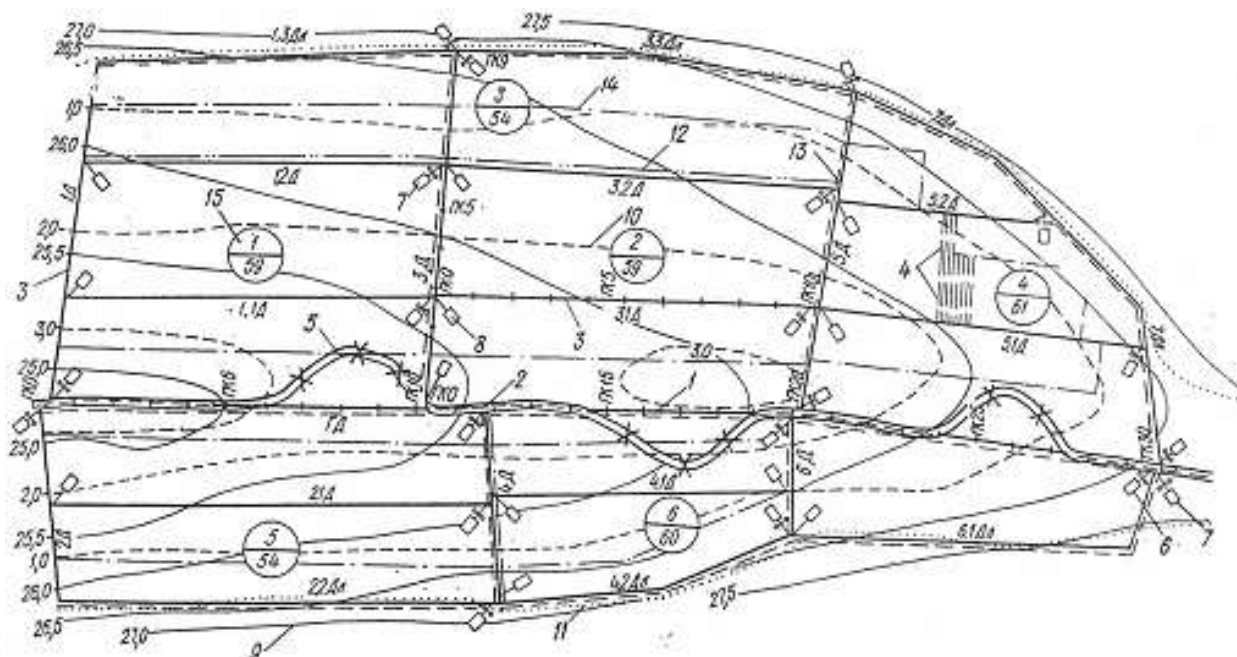


Рис. 2.5 – Схема осушительно-увлажнительной системы

1 - магистральный канал по целине; 2 - магистральный канал по существующему руслу; 3 - открытые каналы; 4 - кротовые дрены; 5 - засыпка старореций; 6 - подпорный шлюз на магистральном канале с переездом; 7 - шлюз на кротовые дрены; 8 - шлюз без переезда; 9 - горизонтали; 10 - глубина залежи торфа; 11 - граница болота; 12 - граница полей севооборота; 13 - дороги; 14 - границы осушения кротовым дренажем; 15 - номер поля и его площадь.

Избыточное увлажнение пойменных водопроницаемых торфяников устраняется двумя методами осушения: 1) понижением уровней грунтовых вод на пойме; 2) ограждением осушаемой территории от притока со склонов поверхностных и грунтовых вод. Защита поймы от затопления со стороны реки-водоприемника не требуется, так как весеннее затопление проходит до наступления вегетационного периода, а летне-осенние паводки чрезвычайно редки. Осушительную сеть на пойменных торфяниках проектируем в виде открытых проводящих и оградительных каналов, а также кротового дренажа, служащего регулирующей частью системы.

Водоприемником осушительной системы будет служить р. Иква, протекающая в 5 км западнее осушаемого массива.

Проектирование осушительной сети начинаем с магистрального канала, который прокладываем в основном по безымянному ручью со спрямлением трех извилистых участков: от ПК 7 + 50 до ПК 11, от ПК 15 до ПК 19 и от ПК 24 до ПК 27 + 60. Длина магистрального канала 3200 м. Это наиболее

целесообразная трасса канала, так как здесь самые низкие отметки поверхности земли и самая большая мощность торфа.

После этого проектируем оградительную сеть. В связи с притоком поверхностных и грунтовых вод со склонов по всей границе (периметру) осушаемого массива проектируем нагорно-ловчие каналы.

В качестве элементов боковой проводящей сети назначаем транспортирующие собиратели и открытые коллекторы. Транспортирующие собиратели проектируем на расстоянии 800...1500 м друг от друга и под углом 60...90° к магистральному каналу. Примерно перпендикулярно к транспортирующим собирателям и параллельно к магистральному каналу проектируем открытые коллекторы. Расстояние между ними зависит от условий размещения на осушаемой территории кротового дренажа (табл. 2.2).

Кротовые дрены в магистральные и нагорно-ловчие каналы не подключаются, поэтому расстояние между открытым коллектором и нагорно-ловчим каналом следует уменьшить до 250 м. Магистральные каналы глубокие, врезаются в подстилающие пески и сами обеспечивают эффективное осушение полос по 100 м и более в каждую сторону, поэтому расстояние между магистральным каналом и открытым коллектором принимаем до 400 м. Такое же расстояние принимаем между открытым коллектором и нагорно-ловчим каналом, если с прилегающих территорий нет значительного притока грунтовых вод, если на этом участке меньшая потребность в осушении.

На проектируемом объекте севернее магистрального канала поперечный уклон поймы составляет от 0,001. При этом условии расстояния между открытыми коллекторами можно принимать до 400 м, а между открытыми коллекторами и магистральным каналом, между открытыми коллекторами и нагорно-ловчими каналами - до 300 м. Но в связи с тем, что здесь ширина поймы всего 900 м, между магистральным и нагорно-ловчими каналами проектируем по два открытых коллектора с расстояниями между ними 300 м. Южнее магистрального канала на участке с шириной поймы до 500 м и поперечными уклонами до 0,003 между магистральным и нагорно-ловчим каналами предусматриваем по одному открытому коллектору с расстояниями по 250 м от них.

На схеме осушительно-увлажнительной системы наносится обозначение основных её элементов.

4.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЁТНЫХ РАСХОДОВ ПРОВОДЯЩИХ КАНАЛОВ

Теоретические положения

Расчетные расходы и условия их пропуска по каналам назначают в зависимости от использования осушаемых земель. Например, при сельскохозяйственном использовании осушаемых земель используют посевной или летне-осенне паводковый расчетный расход при 10% расчетной обеспеченности расхода. Для всех видов использования земель используют бытовой или

меженный расчетный расход при 50% расчетной обеспеченности расхода (см. табл. 2.4).

Расчётные расходы для любого периода определяют по формуле 2.15:

$$Q=0,001q \times F, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (2.15)$$

где q - расчётный модуль стока, л/(с·км²); F - площадь водосбора канала или реки в расчётном створе, км².

Таблица 2.4 – Расчётные расходы и условия их попуска в каналах осушительных систем

№ п/п	Сельскохозяйственное использование осушаемых земель	Расчетные расходы	Условия пропуска расчетных расходов	Расчетная обеспеченность расходов, %
1	Полевые севообороты без озимых культур	Посевной	С запасом 0,7... 1,0 м от бровки канала	10
		Летне-осеннего паводка	В бровках	10
2	Полевые севообороты с озимыми культурами	Весеннего половодья	То же	10
		Летне-осеннего паводка	»	10
3	Овощные севообороты	Посевной	С запасом 0,7... 1,0 м от бровки	5
		Летне-осеннего паводка	В бровках	5
4	Пастбища и сенокосы	Летне-осеннего паводка	То же	10
5	Сады	Весеннего половодья	»	5
		Летне-осеннего паводка	»	5
6	Для всех видов использования земель	Бытовой или меженный	Обеспечение сопряжения каналов в вертикальной плоскости	50

При наличии данных натурных наблюдений за конкретной рекой (не менее 20-30 лет) расчётные модули стока определяют по ним или путём приведения их к многолетним характеристикам с помощью рек-аналогов.

На небольших реках и в осушительных каналах при отсутствии на них гидрометрических наблюдений расчётные расходы и модули стока вычисляются по эмпирическим формулам 2.16 - 2.24.

Расчетный расход посевного периода $Q_{\text{пос}}$ ($\text{м}^3/\text{с}$) определяем по формуле 2.16:

$$Q_{\text{пос}} = 0,001 q_{\text{пос}} \times F \times \lambda_p, \quad (2.16)$$

где $q_{\text{пос}}$ - модуль (норма) посевного стока, $\text{л}/\text{с} \cdot \text{км}^2$; F - площадь водосбора, км^2 ; λ_p - переходной коэффициент от нормы посевного стока к расходам заданной обеспеченности, для водотоков бассейнов рек Украины и расходов 10%-й обеспеченности принимается в пределах $\lambda_p = 1,6 - 2,1$.

Модуль посевного стока, ($\text{л}/(\text{с} \cdot \text{км}^2)$) для водотоков со средневзвешенным уклоном менее 0,001 определяем по формуле 2.17:

$$q_{\text{пос}} = A \times k + (0,01L - 1), \quad (2.17)$$

где A - географический параметр, для северной части Украины принимается от 2 до 5, L - длина водотока от водораздела до расчетного стока, вычисляется по формуле 2.18:

$$L = \sqrt{(5 \dots 10)F}, \quad (2.18)$$

так как соотношение между шириной B и длиной L водосборной площади для равнинных рек составляет 1:(5...10) площадь можно определить по формуле 2.19:

$$F = B \times L = (1/5 \dots 1/10) L^2 \quad (2.19);$$

k - коэффициент, учитывающий влияние заболоченности и залесённости бассейна, определяется по формуле 2.20:

$$k = 1 + 0,05\varphi + 0,01\beta, \quad (2.20)$$

где φ - заболоченность бассейна, принимается в пределах 11-15%; β - залесённость бассейна, принимается в пределах $\beta = 13-17\%$.

Высокий летний расход $Q_{\text{вл}}$ определяется по формуле 2.21, а именно умножением предварительно вычисленных ливневых максимумов на переходной коэффициент k :

$$Q_{\text{вл}} = Q_{\text{лив}} \times k, \quad (2.21)$$

Коэффициент k принимается в пределах 0,7 - 0,8.

Максимальный ливневый расход $Q_{\text{лив}}$ ($\text{м}^3/\text{га}$) для зоны полесья и Лесостепи Украины при площади водосбора, превышающей 50 км^2 , определяется по формуле 2.22:

$$Q_{\text{лив}} = q_{200} \times (200/F)^n \times \lambda_p \times \delta_1 \times \delta_2 \times F, \quad (2.22)$$

где q_{200} - модуль максимального расхода воды вероятностью превышения 1%, приведенный к площади водосбора 200 км^2 , для северной части Украины составляет $0,2 \dots 1,0 \text{ м}^3/(\text{с} \cdot \text{км}^2)$; n - показатель степени редукции модуля максимального расхода, для западных и центральных районов Украины $n = 0,6$; λ_p - переходной коэффициент от вероятности превышения расхода 1% к другой вероятности. Для перехода к расходам 10%-й обеспеченности и при площади водосбора $F = 50 \dots 100 \text{ км}^2$ - $\lambda_p = 0,34$; δ_1 - коэффициент, учитывающий зарегу-

лированность максимального расхода проточными озерами, при отсутствии озер $\delta_1=1,0$; δ_2 - коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода вследствие заболоченности, определяется по формуле 2.23:

$$\delta_2=1 - 0,8 \lg(1 + 0,1 \cdot f_{\delta}), \quad (2.23)$$

где f_{δ} - степень заболоченности бассейна и изменяется в пределах 11-15%.

Расходы бытового, или меженного, периода $Q_{\text{быт}}$ ($\text{м}^3/\text{с}$), определяем по формуле 2.24:

$$Q_{\text{быт}}=0,001q_{\delta} \times F \times k_p, \quad (2.24)$$

где q_{δ} - норма бытового расхода, $\text{л}/(\text{с} \cdot \text{км}^2)$, для северной части Украины принимается в пределах 0,5-2,0; k_p - переходной коэффициент от нормы бытового стока к расходам 50%-й обеспеченности принимается 0,84.

Пример решения задачи

Задание: Определить расчетные расходы магистрального канала ГД осушительно-увлажнительной системы, схема которой приведена на рис. 2.5

Исходные данные. На магистральном канале гидрометрические наблюдения не проводились, поэтому расчетные расходы определяем по эмпирическим формулам и картам. На ПК0 магистрального канала физико-географические характеристики водосбора реки следующие: площадь водосбора $F=70 \text{ км}^2$; λ_p - переходной коэффициент от нормы посевного стока к расходам заданной обеспеченности, для водотоков бассейна р. Припять и расходов 10%-й обеспеченности - $\lambda_p=1,9$, заболоченность района $\phi=13\%$, залесённость района $\beta=15\%$, озера отсутствуют. Средневзвешенный уклон реки $i=0,0009$. A - географический параметр для юга Ровенской области равен 4; f_{δ} - заболоченность бассейна, $f_{\delta}=13\%$; q_{200} - модуль максимального расхода воды вероятностью превышения 1%, приведенный к площади водосбора 200 км^2 , для рассматриваемого района $q_{200}=0,7 \text{ м}^3/(\text{с} \cdot \text{км}^2)$

Решение. Длину водотока L (формула 2.19) от водораздела до расчетного створа для рассматриваемого объекта принимаем $L=\sqrt{6F}=\sqrt{(6 \cdot 70)}=20,5 \text{ км}$.

При использовании земель под посев многолетних трав, яровых зерновых, овощных и технических культур в осушительных каналах принимаем следующие расчетные расходы: 1) посевной, 10%-й обеспеченности (вероятности превышения); 2) высокий летний, 10%-й обеспеченности и 3) бытовой (меженный), 50%-й обеспеченности (табл. 2.3).

1. Расчетный расход посевного периода, $Q_{\text{пос}}$ ($\text{м}^3/\text{с}$) определяем по формуле 2.16:

$$Q_{\text{пос}}=0,001q_{\text{пос}} \times F \times \lambda_p,$$

где $q_{\text{пос}}$ - модуль (норма) посевного стока, $\text{л}/(\text{с} \cdot \text{км}^2)$; F - площадь водосбора, км^2 ; λ_p - переходной коэффициент от нормы посевного стока к расходам заданной обеспеченности, для водотоков бассейна р. Припять и расходов 10%-й обеспеченности, принимаем $\lambda_p=1,9$.

Модуль посевного стока, л/(с.км²), для водотоков со средневзвешенным уклоном менее 0,001 определяем по формуле 2.17:

$$q_{\text{пос}} = A \times k + (0,01L - 1),$$

где A - географический параметр; k - коэффициент, учитывающий влияние заболоченности и залесенности бассейна, определяется по формуле 2.20:

$$k = 1 + 0,05\varphi + 0,01\beta,$$

где φ - заболоченность бассейна, β - залесенность бассейна,

$$k = 1 + 0,05 \times 13 + 0,01 \times 15 = 1,8;$$

$$\text{Тогда } q_{\text{пос}} = 4 \times 1,80 + (0,01 \times 20,5 - 1) = 6,4 \text{ л/(с.км}^2\text{)};$$

$$Q_{\text{пос}} = 0,001 \times 6,4 \times 70 \times 1,9 = 0,85 \text{ м}^3/\text{с}.$$

2. Высокий летний расход $Q_{\text{вл}}$ (м³/с) определяется по формуле 2.21:

$$Q_{\text{вл}} = Q_{\text{лив}} \times k$$

Переходной коэффициент k от мгновенных ливневых максимумов к среднесуточным расходам воды для рассматриваемого района принимаем 0,75.

Максимальный ливневый расход, м³/га, для зоны полесья и Лесостепи Украины при площади водосбора, превышающей 50 км², определяем по формуле 2.22:

$$Q_{\text{лив}} = q_{200} \times (200/F)^n \times \lambda_p \times \delta_1 \times \delta_2 \times F,$$

где q_{200} - модуль максимального расхода воды вероятностью превышения 1%, приведенный к площади водосбора 200 км², для северной части Украины;

n - показатель степени редукции модуля максимального расхода, для западных и центральных районов Украины $n = 0,6$; λ_p - переходной коэффициент от вероятности превышения расхода 1% к другой вероятности, $\lambda_p = 0,34$; δ_1 - коэффициент, учитывающий зарегулированность максимального расхода проточными озерами, $\delta_1 = 1$; δ_2 - коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода вследствие заболоченности, определяется по формуле 2.23:

$$\delta_2 = 1 - 0,8 \lg \times (1 + 0,1 f_{\delta}),$$

f_{δ} - степень заболоченности бассейна,

$$\delta_2 = 1 - 0,8 \lg \times (1 + 0,1 \cdot 13) = 0,71.$$

$$\text{Тогда } Q_{\text{лив}} = 0,7 \times \left(\frac{200}{70} \right)^{0,6} \times 0,34 \times 1,0 \times 0,71 \times 70 = 22,24 \text{ м}^3/\text{с} \text{ и}$$

$$Q_{\text{вл}} = Q_{\text{лив}} \times k = 22,24 \times 0,75 = 16,68 \text{ м}^3/\text{с}.$$

3. Расходы бытового, или меженного, периода $Q_{\text{быт}}$ (м³/с), определяем по формуле 2.24:

$$Q_{\text{быт}} = 0,001 q_{\delta} \times F \times k_p,$$

где q_{δ} - норма бытового расхода, л/(с.км²), (принимаем $q_{\delta} = 1,5$); k_p - переходной коэффициент от нормы бытового стока к расходам 50%-й обеспеченности, принимаем $k_p = 0,84$; F - площадь водосбора.

$$\text{Тогда } Q_{\text{быт}} = 0,001 \times 1,5 \times 70 \times 0,84 = 0,09 \text{ м}^3/\text{с}.$$

5.1 ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ РАЗМЕРОВ ПРОВОДЯЩИХ КАНАЛОВ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ

Теоретические положения

Для большинства осушительных каналов принимают более простую и удобную в строительстве и эксплуатации трапецеидальную форму поперечного сечения [1]. Гидравлические расчеты выполняют для установления размеров поперечного сечения каналов и проверки скорости движения воды в магистральных (рассчитываемых) каналах, площадь водосбора которых превышает 5 км². Проверку скоростей движения воды производят также и для нерасчетных каналов с меньшей водосборной площадью, если уклоны их превышают 0,0015 - в песчаных, 0,003 - в суглинистых и 0,005 - в глинистых грунтах.

Основными гидравлическими параметрами при определении размеров каналов являются: Q - **расход воды**; v - **скорость движения воды**. Гидравлические расчеты **расхода** и **скорости движения воды** ведут по формулам 2.25-2.27 равномерного движения воды в открытых руслах [1].

$$Q = \omega v = \omega C \sqrt{Ri}; \quad (2.25)$$

$$v = C \sqrt{Ri}; \quad (2.26)$$

$$k = Q / \sqrt{i}, \quad (2.27)$$

где v - средняя по живому сечению скорость течения воды, м/с; Q - расход, м³/с; k - расходная характеристика (или модуль расхода), м³/с; R - гидравлический радиус; $R = \omega / \chi$, м; ω - площадь живого сечения, м²; $\omega = (b + m \times h)h$; где b - ширина канала по дну; m - коэффициент заложения откосов; h - глубина канала; χ - смоченный периметр, м; $\chi = b + 2h \sqrt{1+m^2}$; i - проектный уклон канала; C - скоростной коэффициент (или коэффициент Шези), определяемый по формуле Н. Н. Павловского $C = R^y / n$, где n - коэффициент шероховатости осушительных каналов, зависит от состояния поверхности откосов и дна русла, обычно принимается в зависимости от расчетных расходов:

при $Q > 25$ м³/с $n = 0,025$;

при $Q = 1 \dots 25$ м³/с $n = 0,030$;

при $Q < 1$ м³/с $n = 0,035$;

y - показатель степени, $y = f(n, R)$ и изменяется в среднем от 1/5 до 1/6.

При $n = 0,03$ скоростной коэффициент C можно принимать по таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Значения коэффициента C при $n = 0,03$

R , м	C	R , м	C	R , м	C	R , м	C
1	2	3	4	5	6	7	8
0,10	17,50	0,30	23,80	0,65	29,53	1,30	35,23
0,12	18,40	0,32	24,23	0,70	30,16	1,40	35,76
0,14	19,23	0,34	24,63	0,75	30,76	1,50	36,30
0,16	19,96	0,36	25,03	0,80	31,30	1,60	36,80
0,18	20,63	0,38	25,43	0,85	31,86	1,80	37,70

Продолжение табл. 2.5.

1	2	3	4	5	6	7	8
0,20	21,23	0,40	25,80	0,90	32,36	2,0	38,56
0,22	21,80	0,45	26,66	0,95	32,86	2,5	40,40
0,24	22,36	0,50	27,46	1,00	33,33	3,0	42,00
0,26	22,86	0,55	28,20	1,10	34,00	3,5	42,98
0,28	23,33	0,60	28,90	1,20	34,63	4,0	43,75

К основным параметрам (размерам) каналов относятся: **расчетная глубина T_p** ; **строительная глубина $T_{стр}$** ; **уклоны каналов i** ; **ширина каналов по низу b** и **коэффициент заложения откосов m** .

Расчетная глубина открытых коллекторов $T_{р.о.к.}$ зависит от условия их сопряжения в вертикальной плоскости с кротовым дренажем и определяется по формуле 2.28:

$$T_{р.о.к.} = T_{др.} + (0,3 \dots 0,5), \quad (2.28)$$

где $T_{др.}$ - глубина заложения кротовых дрен, м обычно принимают $T_{др.}=1$ м.

Расчетная глубина транспортирующих собирателей $T_{р.тс}$ (м) принимается на 0,2...0,3 м больше глубины впадающих открытых коллекторов по формуле 2.29:

$$T_{р.тс} = T_{р.ок.} + (0,2 \dots 0,3) \quad (2.29)$$

При использовании осушаемых земель под посев многолетних трав, яровых зерновых, овощных и технических культур размеры поперечного сечения осушительных каналов должны быть такими, чтобы горизонты воды в них при прохождении посевного расхода находились ниже бровки канала не менее чем на 0,7...1,0 м, высокого летне-осеннего расхода - на 0,1...0,2 м, а бытовой (меженный) горизонт воды в канале - на уровне или ниже дна впадающих в него нерасчетных каналов.

В посевной период запас от расчетного горизонта воды до бровки канала должен быть не менее 0,7...1,0 м, поскольку в это время на осушаемой территории между каналами необходимо обеспечивать нормы осушения 0,5...0,6 м. При пропуске летне-осенних паводков допускается работа каналов полным сечением, при этом с учетом неровностей рельефа запас до бровок принимается не менее 0,1...0,2 м. При бытовых (меженных) расходах проверяют условия сопряжения каналов в вертикальной плоскости.

Расчетную глубину канала T_p определяют по формулам 2.30- 2.31:

$$T_{р.1} = h_{нос} + (0,7 \dots 1,0 \text{ м}); \quad (2.30)$$

$$T_{р.2} = h_{вл} + (0,1 \dots 0,2 \text{ м}); \quad (2.31)$$

$$T_{р.3} = h_{быт} + T_{т.с.}, \quad (2.32)$$

где $T_{т.с.}$ - глубина впадающего нерасчетного канала (обычно транспортирующего собирателя) в устье, м; $h_{нос}$, $h_{вл}$, $h_{быт}$ - расчетные глубины наполнения канала при посевном, высоком летне-осеннем и бытовом расходах, м.

Перепад между дном принимающего расчетного и впадающего нерасчетного каналов, кроме того, должен быть не менее 0,3 м, поэтому при $h_{быт} < 0,3$ м необходимая глубина канала уточняется по формуле 2.33:

$$T_{р.4} = 0,3 \text{ м} + T_{т.с.} \quad (2.33)$$

Из вычисленных значений T_p принимают наибольшее.

Кроме того, при использовании осушаемых земель под озимые зерновые поперечное сечение канала должно обеспечивать пропуск паводковых расходов на уровне бровок канала, т.е., $T_p = h_{\text{пав}}$, где $h_{\text{пав}}$ - расчетная глубина воды при паводковых расходах.

Для осушительных нерасчетных каналов, проектируемых в торфяных грунтах по новой трассе, строительную глубину $T_{\text{стр}}$ увеличивают по отношению к расчетной на величину осадки торфа - $S_{\text{к}}$ или $O_{\text{н}}$. Строительную глубину каналов $T_{\text{стр}}$ вычисляют по следующей зависимости 2.34:

$$T_{\text{стр}} = T_p + S_{\text{п}} - S_{\text{д}} = T_p + S_{\text{к}}, \quad (2.34)$$

где T_p - расчетная глубина открытых коллекторов ($T_{\text{о.к}}$) или транспортирующих собирателей ($T_{\text{т.с}}$), м; $S_{\text{п}}$ - осадка поверхности болота за период осушения, м; $S_{\text{д}}$ - осадка дна канала за тот же период, м; $S_{\text{к}}$ ($O_{\text{н}}$) - уменьшение глубины канала в процессе осадки торфа, м, $S_{\text{к}} = S_{\text{п}} - S_{\text{д}}$.

Величину $S_{\text{к}}$ (или $O_{\text{н}}$) для низинных торфяников (в м) можно определять по формуле 2.35 А. Д. Панадиади:

$$S_{\text{к}} = 0,18 k H^{0,35} T_p^{0,64} \cong 0,18 k \sqrt[3]{H T_p^2}, \quad (2.35)$$

где k - коэффициент, зависящий от плотности торфа: для плотных торфяников $k=1$, для менее плотных - 1,4, для рыхлых - до 1,8; H - средняя по трассе канала мощность торфа, м; T_p - расчетная глубина канала, м.

При мощности торфа H менее глубины канала T_p учитывают $T_p = H$ и $S_{\text{к}} = 0,18 k \times H$. Обычно глубину **открытых коллекторов** T_p принимают в пределах 1,3... 1,6 м, а **транспортирующих собирателей** 1,5...1,8 м.

Уклоны нерасчетных каналов обычно принимают равными среднему уклону поверхности земли по трассе каналов, но не менее 0,0003, магистральных каналов в пределах 0,0002-0,001.

Допустимые значения коэффициентов заложения откосов m осушительных каналов (определяемые как отношение горизонтального, основания откоса a к глубине канала T) для различных грунтов приведены в табл. 2.6.

Таблица 2.6 – Допустимые коэффициенты заложения откосов

Наименование грунта по трассе канала	Коэффициенты заложения откосов при строительной глубине канала		
	до 1,5 м	1,5...2,0 м	более 2,0 м
Глина, суглинки тяжелые и средние; торф со степенью разложения до 50 %	1,0	1,5	2,0
Суглинок легкий и супесь, песок крупно и среднезернистый, торф со степенью разложения от 50 до 70%	1,5	2,0	2,5
Песок мелкозернистый, торф со степенью разложения более 70%	2,0	2,0	2,5

Ширина каналов по дну b (м) (при ширине $b \leq 5$ м) определяют по зависимости 2.36:

$$b = 1/3 Q, \quad (2.36)$$

где Q - средний из посевного и высокого летне-осеннего расходов, м³/с.

Ширина расчетных каналов по дну не должна быть меньшей, чем для соответствующих нерасчетных каналов.

Перед гидравлическим расчетом открытых каналов и собирателей определяют **расчетную глубину** открытых коллекторов $T_{p.ок}$, транспортирующих собирателей $T_{p.те}$, магистрального канала (при необходимости строительную глубину - в торфяниках). Для нерасчетных каналов и собирателей их **ширина b** по дну принимается исходя из размеров ковша строительной техники. Для магистрального (расчетного) канала ширина по дну определяется расчётом.

В зависимости от видов грунтов принимается необходимый **коэффициент заложения откосов m** . Предварительно назначают **уклон** канала (его назначают равным среднему уклону поверхности земли по трассе канала, но не менее 0,0002).

Далее, задаваясь различными глубинами наполнения канала h (от 0,1 м до 2...3 м), вычисляют скорости течения воды v и расходы Q при этих глубинах. Данные расчётов заносят в таблицу. По полученным данным строят графики $v = f(h)$ и $Q = f(h)$ (рис. 2.6).

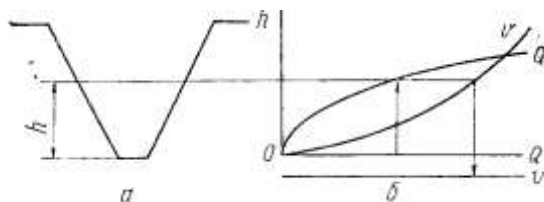


Рис. 2.6 – Поперечное сечение канала - (а) и графики зависимости $Q=f(h)$ и $v=f(h)$ - (б)

Из графика $Q = f(h)$ определяют глубины наполнения канала при всех **расчетных расходах** и определяют необходимую **глубину канала (расчетную T_p , а в торфяных грунтах и строительную $T_{стр}$)**. При принятой глубине канала T и ширине по дну b сечение канала будет приближаться к гидравлически наилучшему.

Далее в запроектированном канале с помощью графика $v = f(h)$ проверяют скорости течения воды. При выполнении условий: расчетные скорости $v \geq$ незаиляющей скорости (0,2 м/с) и $v \leq$ размывающей скорости расчет считается выполненным правильно, то есть: $v_{заил}^{мин} < v < v_{разм}^{мах}$.

Проверка скорости течения воды в магистральном канале выполняется следующим образом. Фактические скорости движения воды будут следующие: максимальное - при движении воды полным сечением канала - определяется по расчётной таблице.

В **земляных незакреплённых руслах** максимальные допустимые скорости (неразмывающая скорость) движения воды (при гидравлическом радиусе $R=1$), м/с: для илов - 0,15...0,30; для песков - 0,4...0,9; для глин - 0,9...1,2; для торфов хорошо разложившихся - 0,5...0,7; для слабо разложившихся торфяников $v_{мах.доп} = 1,1 \dots 1,4$ м/с.

В закреплённых руслах величина максимальной скорости может колебаться в широких пределах: от 1,5 м/с - при сплошной одерновке откосов до 15 м/с при покрытии железобетонными плитами [1].

При гидравлическом радиусе потока, не равном 1 м, расчетная допустимая (максимальная) скорость определяется по формуле 2.37:

$$v_{\text{max.расч}} = v_{\text{max}R=1} \times \sqrt[3]{R} \quad (2.37)$$

Если фактические скорости (v) при максимальных расчетных расходах превышают допустимые, то во избежание размыва предусматривают крепление дна и откосов канала, уменьшают проектные уклоны или устраивают на нем перепады. Типы крепления выбирают в зависимости от степени превышения скорости и типа грунтов [1]. Если при бытовых расходах скорости движения воды меньше допустимых, то возможно более быстрое заиливание каналов. В таких случаях следует предусматривать более частую очистку каналов от заиливания. Увеличение уклонов канала, приводящее к чрезмерному их заглублению, обычно не применяется.

Пример решения задачи

Задание: Выполнить гидравлический расчет и определить размеры поперечного сечения ($T_{\text{стр.ок}}$, T_p , b) проводящих осушительных каналов (открытых каналов, транспортирующих собирателей, магистрального канала). Проверку условия неразмываемости и незаиливания каналов для расчётных скоростей движения воды.

Исходные данные. Проектируемые каналы проходят в слаборазложившихся торфяниках, подстилаемых супесями. Схема проводящих осушительных каналов приведена на рис. 2.5, продольный профиль магистрального канала приведен на рис. 2.7, а расчётные расходы в примере решения задачи практического занятия № 4.2: расчетный расход посевного периода - $Q_{\text{пос}} = 0,85 \text{ м}^3/\text{с}$; высокий летний расход - $Q_{\text{вл}} = 16,68 \text{ м}^3/\text{с}$; расходы бытового, или меженного - периода $Q_{\text{быт}} = 0,09 \text{ м}^3/\text{с}$. Магистральный канал имеет водосборную площадь 70 км^2 . Боковые проводящие каналы имеют водосборную площадь менее 5 км^2 и являются нерасчетными. H_o - средняя по трассе каналов мощность торфяной залежи, м, для открытых коллекторов $H_o = 2,0 \text{ м}$ и для транспортирующих собирателей $H_o = 2,1 \text{ м}$.

Решение. Принимаем трапециидальную форму их поперечного сечения. Каналы будут рыть одноковшовыми экскаваторами. Принимаем ширину их по дну $b = 0,6 \text{ м}$. Расчетную глубину открытых коллекторов $T_{\text{р.ок}}$, м, определяем из условия сопряжения их в вертикальной плоскости с кротовым дренажем по формуле 2.28:

$$T_{\text{р.ок}} = T_{\text{др}} + (0,3 \dots 0,5),$$

где $T_{\text{др}}$ - глубина заложения кротовых дрен в устье, **принимаем $T_{\text{др}} = 1,0 \text{ м}$** , тогда

$$T_{\text{р.ок}} = 1,0 + 0,3 = 1,3 \text{ м}.$$

Расчетная глубина транспортирующих собирателей $T_{\text{р.тс}}$ принимается на $0,2 \dots 0,3 \text{ м}$ больше глубины впадающих открытых коллекторов по формуле 2.29.

$$T_{\text{р.тс}} = T_{\text{р.ок}} + (0,2 \dots 0,3) = 1,3 + 0,2 = 1,5 \text{ м}$$

Эти каналы проходят в торфяных грунтах и в процессе осушения их глубина уменьшается на величину осадки торфа. Поэтому строительную глубину каналов принимаем по формуле 2.34:

$$T_{\text{стр}} = T_p + O_n$$

Величину осадки низинных торфяников, м, определяем по формуле 2.35 А. Д. Панадиади:

$$O_n = 0,18 k \times \sqrt[3]{H_o T_p^2},$$

где k - коэффициент, зависящий от плотности торфа, для пойменных более плотных торфяников принимаем $k=1$; T_p - расчетная глубина каналов, м; H_o - средняя по трассе каналов мощность торфяной залежи, м, для открытых коллекторов $H_o = 2,0$ м, для транспортирующих собирателей $H_o=2,1$ м.

Осадка торфа для открытых коллекторов составит в среднем:

$$O_n = 0,18 \times 1 \times \sqrt[3]{2,0 \times 1,3^2} = 0,32 \text{ м}$$

и для транспортирующих собирателей: $O_n = 0,18 \times 1 \times \sqrt[3]{2,1 \times 1,5^2} = 0,39 \text{ м}$.

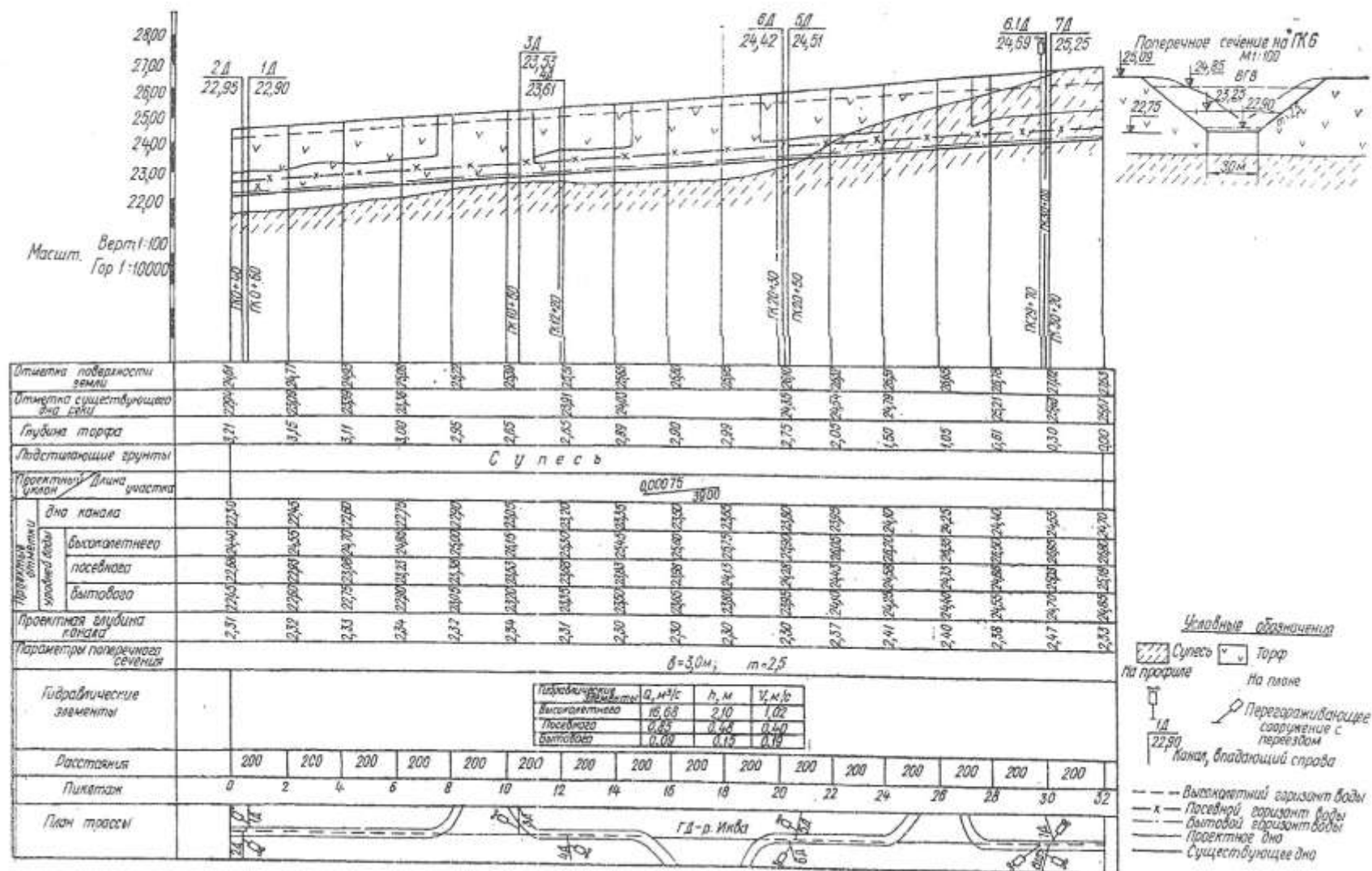


Рис. 2.7 – Продольный профиль магистрального канала

Тогда строительная глубина этих каналов должна быть следующей:

$$T_{\text{стр.ок}} = 1,3 + 0,32 = 1,62 \text{ м}; T_{\text{стр.тс}} = 1,5 + 0,39 = 1,89 \text{ м}.$$

Коэффициент заложения откосов m устанавливаем в зависимости от видов грунтов по табл. 2.6. Для рассматриваемых каналов, проходящих в слабо-разложившихся торфяниках, подстилаемых супесями, принимаем $m = 1,5 \dots 2,0$.

Размеры поперечного сечения магистрального канала, имеющего водосборную площадь 70 км^2 , устанавливаем на основе гидравлического расчета. Расчетные расходы для различных периодов приведены в исходных данных.

При использовании осушаемых земель под посев многолетних трав, яровых зерновых, овощных и технических культур размеры поперечного сечения магистрального канала должны быть такими, при которых горизонты воды в них при пропуске посевного расхода находились ниже бровки канала не менее чем на $0,7 \dots 1,0 \text{ м}$, высоколетнего - не менее $0,1 \dots 0,2 \text{ м}$, а бытовой (меженный) горизонт воды в канале находился на уровне дна впадающих транспортирующих собирателей или был ниже его.

Форму поперечного сечения магистрального канала принимаем трапециидальную, т.к. ширина его по дну менее 5 м и он проходит в основном в устойчивых торфяных грунтах. Ширину канала, m , по дну определяем по формуле 2.36:

$$b \cong \frac{1}{3} \cdot \frac{Q_{\text{пос}} + Q_{\text{вл}}}{2},$$

где $Q_{\text{пос}}$ и $Q_{\text{вл}}$ - соответственно посевной и высокий летних расходы, $\text{м}^3/\text{с}$.

$$b = \frac{1}{3} \cdot \frac{0,85 + 16,68}{2} = 2,92 \text{ м}.$$

Принимаем ширину по дну магистрального канала $3,0 \text{ м}$. Магистральный канал проходит в слабо-разложившихся торфяниках и супесях, поэтому коэффициент заложения откосов его принимаем $2,5$.

Для установления необходимой глубины магистрального канала задаемся глубинами наполнения воды в нем h от $0,1$ до $2,5 \text{ м}$ и скорости течения воды v , м/с , и расходы Q , $\text{м}^3/\text{с}$, при этих глубинах по формулам 2.25 и 2.26 гидравлики:

$$Q = \omega \times v = \omega \times C \times \sqrt{Ri}$$

$$v = C \times \sqrt{R \times i},$$

где R - гидравлический радиус, m , $R = \omega/x$, ω - площадь живого сечения, м^2 ; x - смоченный периметр, m ; i - проектный уклон канала, принимаем по продольному профилю (см. рис. 2.7) $i = 0,000075$; C - скоростной коэффициент для $n = 0,03$ принимаем по табл. 2.5, площадь живого сечения ω и смоченный периметр x для каналов трапециидального сечения вычисляем по формулам:

$$\omega = (b + m \times h) \times h;$$

$$x = b + 2h \times \sqrt{1 + m^2}.$$

Результаты гидравлического расчета сводим в таблицу 2.7. На основе таблицы 2.7 строим графики $Q=f(h)$ и $v=f(h)$ (рис. 2.8) по которым узнаем глубину наполнения воды в канале при всех расчетных расходах.

$$h_{\text{пос}} = 0,48 \text{ м}; \quad h_{\text{вл}} = 2,10 \text{ м}; \quad h_{\text{быт}} = 0,15 \text{ м}.$$

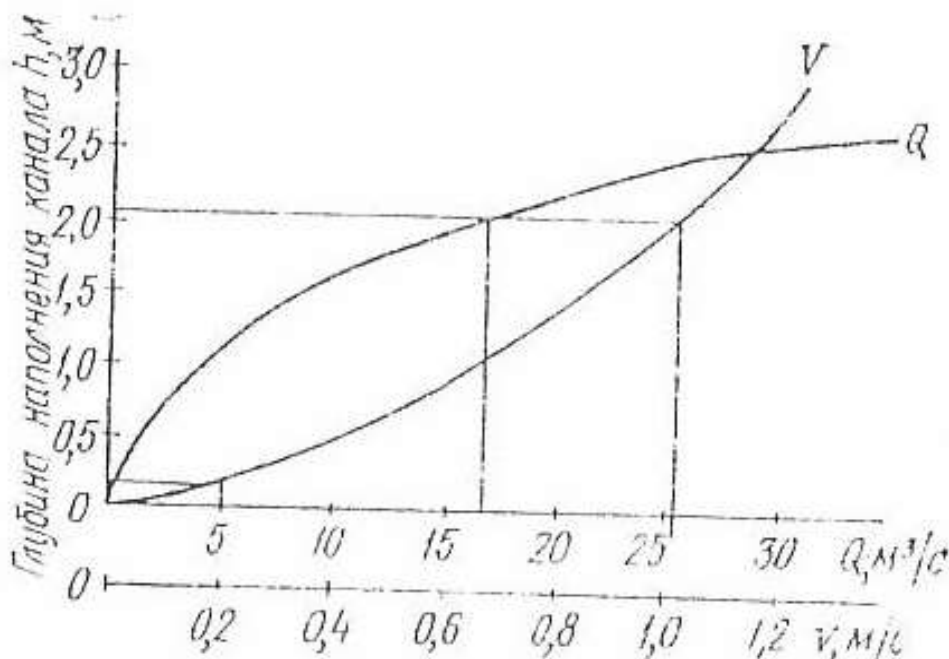


Рис. 2.8 – График зависимости расходов воды Q , скоростей движения v от глубины наполнения канала

Таблица 2.7 – Гидравлический расчет магистрального канала

h , м	ω , м ²	x , м	R , м	C	v , м/с	Q , м ³ /с
0,1	0,32	3,54	0,09	17,05	0,14	0,04
0,3	1,12	4,61	0,24	22,36	0,29	0,32
0,5	2,12	5,69	0,37	25,23	0,43	0,91
1,0	5,50	8,38	0,66	29,59	0,65	3,5
1,5	10,12	11,07	0,91	32,46	0,84	,50
2,0	16,00	13,76	1,16	34,38	1,00	16,00
2,5	23,12	16,45	1,40	35,76	1,14	26,36

Примечание: $b = 3.0$ м; $m = 2,5$; $n = 0,03$; $i = 0,00075$.

Далее устанавливаем расчетную глубину **магистрального канала** из условий по формулам 2.30-2.33:

$$T_p' = h_{\text{пос}} + (0,7 \dots 1,0 \text{ м}) = 0,48 + 0,80 = 1,28 \text{ м};$$

$$T_p'' = h_{\text{вл}} + (0,1 \dots 0,2 \text{ м}) = 2,10 + 0,20 = 2,30 \text{ м};$$

$$T_p''' = h_{\text{быт}} + T_{\text{тс}} = 0,15 + 1,89 = 2,04 \text{ м}.$$

Из трех вычислений значений **принимаем большую** $T_p = 2,30$ м. осадку торфа для магистрального канала не учитываем, т.к. он большей частью проходит по существующему руслу.

Проверяем скорости течения воды в магистральном канале. Фактические скорости движения воды будут следующие: максимальное - при движении воды полным сечением каналом $v_{\text{мах.факт}} = 1,08$ м/с; минимальное при бытовом расходе - $v_{\text{мин.факт}} = 0,19$ м/с.

Максимальная допустимая неразмывающая скорость для слаборазложившихся торфяников $R = 1$ м, $v_{\text{мах.доп}} = 1,1 \dots 1,4$ м/с. Для данных условий при $R = 1,42$ м составляет по формуле 2.37:

$$v_{\text{мах.расч}} = v_{\text{мах}R=1} \sqrt[3]{R} = 1,2 \times \sqrt[3]{1,42} = 1,35 \text{ м/с.}$$

Минимальная незаиливающая скорость - 0,2 м/с.

На основании проведенных расчетов можно сделать **заклучения**: в расчётном магистральном канале фактические скорости движения воды находятся в допустимых пределах. Канал будет устойчивым. Принятый уклон его допустимый.

5.2 РАСЧЁТ ЗАКРЫТОГО КОЛЛЕКТОРА ПРОВОДЯЩЕЙ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СЕТИ

Теоретические положения

В отличие от открытых каналов дренажные системы, как правило, рассчитываются на внутренний (дренажный) сток, т. е. на то количество воды, которое поступает в дренажную сеть из почвы.

Расчетный расход дренажных коллекторов, л/с, увеличивается от верховья к устью и в любом сечении x определяется по формуле 2.38 (рис.2.9):

$$Q_x = q_p \times F_x \quad (2.38)$$

где q_p - расчётный модуль дренажного стока, л/(с·га); F_x - площадь дренирования, га.

В практике мелиорации расчетный модуль дренажного стока q_p часто определяют по формуле 2.39 А. М. Янголя:

$$q_p = q_0 \times k_N \times k_g \times k_E \quad (2.39)$$

где q_0 - рекомендуемый модуль дренажного стока, л/(с·га) при использовании земель: под пашню и весенние пастбища - 0,61, под сенокосы и летние пастбища - 0,52 и под сады - 0,70; k_N - коэффициент, зависящий от годовой нормы осадков при $N = 500 \dots 600$ мм - $k_N = 1,0$ при $N = 600 \dots 700$ мм/год - $k_N = 1,19$, при $N = 700 \dots 800$ мм - $k_N = 1,21$; k_g - коэффициент, зависящий от водопроницаемости почвогрунтов: для слабоводопроницаемых глинистых грунтов - 0,7; средневодопроницаемых суглинков - 0,9 и хорошо водопроницаемых песчаных почв - 1,38; k_E - коэффициент, зависящий от расстояния между дренами E ; при $E = 10$ м - $k_E = 1,0$; при $E = 20$ м - $k_E = 0,70$; при $E = 30$ м - $k_E = 0,65$.

Расчетный модуль дренажного стока для различных районов и почвогрунтов колеблется в пределах от 0,4 до 1,0 л/ (с·га).

Пропускная способность Q , м³/с, дренажных коллекторов и скорость движения воды в них v , м/с, рассчитываются по формулам 2.25, 2.26 равномерного движения воды и при полном наполнении труб:

$$Q = \omega v = \omega C \sqrt{Ri};$$

$$v = C \sqrt{Ri};$$

R - гидравлический радиус, для круглого сечения $R = d/4$; C - скоростной коэффициент, определяется при коэффициенте шероховатости $n = 0,012...0,016$; $k = C/2$. На основании формул 2.5, 2.6 составлена таблица 2.8 пропускной способности коллекторов и скоростей движения воды в них при различных d и i .

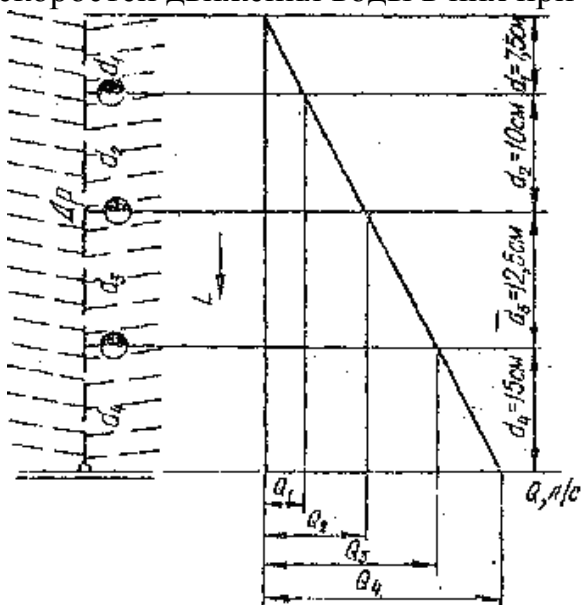


Рис. 2.9 – Эпюра дренажных расходов и схема подбора диаметров дренажных коллекторов

Допустимые скорости движения воды в дренажных коллекторах принимаются в пределах от 0,2 до 1,2...1,5 м/с. Если фактические скорости недопустимы, следует изменять уклоны (i) коллекторов. Для уменьшения уклонов либо увеличивают длину коллекторов, трассируя их зигзагообразными в плане, либо проектируют на них колодцы-перепады.

При определении диаметров гончарных коллекторов необходимо помнить, что расходы в них увеличиваются непрерывно от верховья к устью, а коллекторы устраивают из труб стандартных диаметров. Поэтому подбор диаметров коллекторов сводится к установлению участков с определенными диаметрами и назначению мест перемены диаметров.

Глубину заложения гончарных коллекторов назначают следующим образом: при сопряжении дрен с коллекторами внахлестку глубина заложения коллекторов $T_{\text{кол}}$ должна быть больше глубины заложения дрен $T_{\text{др}}$ м на величину диаметра коллектора $d_{\text{кол}} = 0,075...0,125$ м (формула 2.40)

$$T_{\text{кол}} = T_{\text{др}} + d_{\text{кол}} = 1,1 + (0,075...0,125) \quad (2.40)$$

Принцип подбора диаметров коллекторов следующий. В верховье принимают коллектор диаметром 7,5 см. Здесь фактический дренажный расход будет меньше пропускной способности коллектора. С таким диаметром проектируют

коллектор до тех пор, пока поступающий дренажный расход не станет равным пропускной способности коллектора (см. рис. 2.7). Здесь изменяют диаметр коллектора на больший стандартный, равный 10 см. При этом расчет выполняется в такой последовательности:

1. В верховье коллектора при $d_1 = 7,5$ см и заданном i устанавливают Q_1 и v_1 . Если скорость v_1 недопустима, изменяют уклон коллектора I .

Таблица 2.8 - Пропускная способность дренажных коллекторов и скоростей движения воды в них

Внутренний диаметр коллектора d , см	Скорости движения воды v , м/с — в числителе и пропускная способность Q , л/с — в знаменателе, при уклоне коллекторов										
	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,01	0,012
7,5		$\frac{0,26}{1,16}$	$\frac{0,32}{1,42}$	$\frac{0,37}{1,65}$	$\frac{0,42}{1,84}$	$\frac{0,46}{2,01}$	$\frac{0,49}{2,18}$	$\frac{0,53}{2,33}$	$\frac{0,56}{2,47}$	$\frac{0,59}{2,60}$	$\frac{0,65}{2,86}$
10,0	$\frac{0,32}{1,77}$	$\frac{0,32}{2,50}$	$\frac{0,39}{3,08}$	$\frac{0,45}{3,54}$	$\frac{0,50}{3,96}$	$\frac{0,55}{4,33}$	$\frac{0,59}{4,68}$	$\frac{0,64}{5,01}$	$\frac{0,68}{5,31}$	$\frac{0,71}{5,60}$	$\frac{0,78}{6,10}$
12,5	$\frac{0,26}{3,30}$	$\frac{0,37}{4,71}$	$\frac{0,46}{5,72}$	$\frac{0,52}{6,59}$	$\frac{0,59}{7,43}$	$\frac{0,64}{8,05}$	$\frac{0,69}{8,78}$	$\frac{0,74}{9,31}$	$\frac{0,79}{9,93}$	$\frac{0,83}{10,50}$	$\frac{0,90}{11,40}$
15,0	$\frac{0,29}{5,24}$	$\frac{0,42}{7,45}$	$\frac{0,52}{9,15}$	$\frac{0,59}{10,47}$	$\frac{0,66}{11,97}$	$\frac{0,72}{12,80}$	$\frac{0,79}{14,00}$	$\frac{0,83}{14,80}$	$\frac{0,89}{15,80}$	$\frac{0,94}{16,60}$	$\frac{1,02}{18,12}$
17,5	$\frac{0,33}{7,91}$	$\frac{0,46}{11,02}$	$\frac{0,57}{13,68}$	$\frac{0,67}{16,10}$	$\frac{0,74}{17,75}$	$\frac{0,82}{19,70}$	$\frac{0,87}{20,85}$	$\frac{0,93}{22,15}$	$\frac{0,96}{23,0}$	$\frac{1,04}{25,0}$	$\frac{1,14}{27,4}$
20,0	$\frac{0,36}{11,24}$	$\frac{0,51}{15,94}$	$\frac{0,62}{19,50}$	$\frac{0,73}{22,60}$	$\frac{0,80}{25,20}$	$\frac{0,88}{27,60}$	$\frac{0,95}{29,8}$	$\frac{1,01}{31,8}$	$\frac{1,07}{33,8}$	$\frac{1,13}{35,6}$	
25,0	$\frac{0,41}{20,3}$	$\frac{0,59}{28,9}$	$\frac{0,72}{35,4}$	$\frac{0,83}{40,71}$	$\frac{0,93}{45,6}$	$\frac{1,02}{49,87}$	$\frac{1,10}{53,9}$	$\frac{1,17}{57,66}$	$\frac{1,24}{61,0}$		

2. Определяют площадь F_1 , га, по формуле 2.41 которая будет обслуживаться (дренироваться) коллектором при d_1 .

$$F_1 = Q / q_p \quad (2.41)$$

3. Если все дрены имеют одинаковые длину $L_{др}$, расстояние E и площадь дренирования $F_{др} = E \times L_{др}$, то количество дрен n_1 будет равно по формуле 2.42:

$$n_1 = F_1 / F_{др} \quad (2.42)$$

При этом диаметр коллектора на следующий стандартный необходимо изменить после подключения к нему n_1 дрен, считая сверху.

Если же дрены имеют неодинаковые длину и площадь обслуживания, то устанавливают суммарную длину дрен $\sum L_1$, при превышении которой изменяют диаметр на следующий стандартный по формуле 2.43:

$$\sum L_1 = \frac{10000 F_1}{E}, \text{ м} \quad (2.43)$$

т. к. площадь обслуживания первой дрены $F_{др1} = E \times L_{др1}$, второй $F_{др2} = E \times L_{др2} \dots F_{дрn} = E \times L_{дрn}$ и суммарная площадь их дренирования по формуле 2.44:

$$\sum F_1 = E \times \sum L_1 \quad (2.44)$$

Далее при d_2 расчеты повторяют.

Пример решения задачи

Задание: Определить расчетные расходы и диаметры закрытых коллекторов проводящей осушительной сети.

Исходные данные. План участка гончарного дренажа (рис.2.1). Продольные профили по закрытым коллекторам 5.1Др и 5.1.1Др в масштабах: - горизонтальном 1:2000 и вертикальном 1:100 (рис. 2.10). Уклоны поверхности земли - $i = 0,005-0,008$. Годовая норма осадков $N = 650$ мм/год.

Решение. В начале по плану (см. рис. 2.1) определяем отметки поверхности земли на пикетах и характерных точках и фиксируем их на продольных профилях (рис. 2.10). Далее назначаем проектные уклоны коллекторов, равными средним уклонам поверхности земли - $i = 0,006$. Принимаем глубину заложения дрен $T_{др} = 1,1$ м, сопряжение дрен с коллекторами внахлестку. Глубину заложения гончарных коллекторов $T_{кол}$ при сопряжении дрен с коллекторами внахлестку по формуле 2.40:

$$T_{кол} = T_{др} + d_{кол} = 1,1 + (0,075 \dots 0,125) = 1,18 \dots 1,22 \text{ м.}$$

В дренажном колодце при сопряжении бокового коллектора с главным обеспечиваем перепад в 5 см.

Рис. 2.10 – Продольные профили закрытых коллекторов 5.1 и 5.1.1
1 – устьевое сооружение; 2 – дренажный колодец; 3 – номер и отметки дна

Расчетный модуль дренажного стока, л/(с·га), определяем по формуле 2.39 А. М. Янголя:

$$q_p = q_0 \times k_N \times k_g \times k_E,$$

где q_0 - рекомендуемый модуль дренажного стока, при использовании земель под пашню принимаем $q_0 = 0,61$ л/(с·га); k_N - коэффициент, зависящий от годовой нормы осадков N , при $N = 650$ мм/год - $k_N = 1,19$; k_g - коэффициент, зависящий от водопроницаемости грунтов, для средневодопроницаемых суглинков $k_g = 0,9$; k_E - коэффициент, зависящий от расстояния между дренами E ; при $E = 20$ м - $k_E = 0,7$. Тогда расчетный модуль дренажного стока получим:

$$q_p = 0,61 \times 1,19 \times 0,9 \times 0,7 = 0,46 \text{ л/(с·га)}.$$

Расчетные расходы по коллекторам будут увеличиваться пропорционально увеличению площадей дренирования.

Подбор диаметров закрытых коллекторов выполняем следующим образом. Для бокового коллектора 5.1.1Др в верховье принимаем $d_1 = 7,5$ см и при принятом уклоне $i = 0,006$ по табл. 2.8 определяем расчетные скорость движения воды v_1 и расход Q_1 : $v_1 = 0,46$ м/с; $Q_1 = 2,01$ л/с. Скорость движения воды получилась допустимой ($> 0,2$ м/с), значит принятый уклон коллектора правильный. Далее определяем площадь F_1 по формуле 2.41, которая может дренироваться коллектором при d_1 :

$$F_1 = \frac{Q_1}{q_p} = \frac{2,01}{0,46} = 4,36 \text{ га}.$$

Так как дрены имеют не одинаковые длины, то устанавливаем суммарную длину дрен ΣL_1 на дренируемой площади L_1 по формуле 2.43:

$$\Sigma L_1 = \frac{10000 F_1}{E} = \frac{10000 \cdot 4,36}{20} = 2180 \text{ м}$$

Фактическая суммарная длина для всех дрен, впадающих в коллектор 5.1.1.Др, составляет 1194 м, т.е. меньше допустимой, поэтому на всем его протяжении принимаем диаметр $d_1 = 7,5$ см.

Для главного коллектора 5.1Др также принимаем в верховье $d_1 = 7,5$ см и уклон $i = 0,0044$. Далее определяем по табл. 2.8 расчетные скорость движения воды v_1 и расход Q_1 :

$$v_1 = 0,39 \text{ м/с}; \quad Q_1 = 1,74 \text{ л/с}.$$

Далее определяем площадь F_1 , которая может дренироваться коллектором при d_1 ,

$$F_1 = \frac{Q_1}{q_p} = \frac{1,74}{0,46} = 3,78 \text{ га}$$

Устанавливаем суммарную длину дрен ΣL_1 на дренируемой площади F_1 :

$$\Sigma L_1 = \frac{10000 F_1}{E} = \frac{10000 \times 3,78}{20} = 1890 \text{ м}.$$

После достижения суммарной длины дрен ΣL_1 , считая от верховья коллектора, на ПК 2+26 изменяем диаметр коллектора на следующий больший $d_2 = 10$ см. Теперь при d_2 аналогично определяем v_2 , Q_2 , F_2 и ΣL_2 ; $v_2 = 0,47$ м/с; $Q_2 = 3,71$ л/с.

$$F_2 = \frac{Q_2}{q_p} = \frac{3,71}{0,46} = 8,07 \text{ га};$$

$$\sum L_2 = \frac{10000F_2}{E} = \frac{10000 \times 8,07}{20} = 4035 \text{ м.}$$

До колодца, находящегося на ПК 0+94, фактическая суммарная длина дрен составляет 3713 м, поэтому на участке от ПК 0+94 до ПК 2+26 принимаем коллектор диаметром $d_2 = 10$ см.

В колодце в главный коллектор впадают боковой коллектор 5.1.1Др и две регулирующие дрены. Теперь ниже колодца фактическая суммарная длина дрен составляет 5237 м и превышает $\sum L_2$. Поэтому здесь принимаем диаметр коллектора $d_3 = 12,5$ см и аналогично определяем v_3 , Q_3 , F_3 и $\sum L_3$; $v_3 = 0,55$ м/с; $Q_3 = 3,93$ л/с.

$$F_3 = \frac{Q_3}{q_p} = \frac{6,93}{0,46} = 15,06 \text{ га};$$

$$\sum L_3 = \frac{10000F_3}{E} = \frac{10000 \times 15,06}{20} = 7530 \text{ м.}$$

До устья коллектора фактическая сумма всех дрен составляет 6227 м, т.е. меньше $\sum L_3$, поэтому на участке от ПК 0 до ПК 0+94 проектируем коллектор диаметром $d = 12,5$ см.

Результаты расчетов по подбору диаметров закрытых коллекторов сводим в табл. 2.9.

Анализ результатов расчетов, приведенных в табл. 2.9 позволяет сделать **закключение**, что на всех участках главного коллектора 5.1Др расчетные скорости движения воды (0,39 - 0,55 м/с) находятся в допустимых пределах и принятый уклон является допустимым.

Таблица 2.9 – Подбор диаметров гончарных коллекторов

№ коллектора	Участок	Диаметр d , см	i	Скорость v , м/с	Расход Q , м/с	Q_p , л/(с.га)	Расчетная площадь дренажной сети F , га	Расчетная $\sum L$, м	Фактическая $\sum L$, м
5.1.1Др	ПК 0-ПК2+40	7,5	0,006	0,46	2,01	0,46	4,36	2180	1194
5.1Др	ПК 0-ПК 0+94	12,5	0,0044	0,55	6,93	0,46	15,06	7530	6227
5.1Др	ПК 0+94-ПК 2+26	10,0	0,0044	0,47	3,71	0,46	8,07	4035	3713
5.1Др	ПК 2+26-ПК 4+25	7,5	0,0044	0,39	1,74	0,46	5,78	1890	1780

Практическое занятие № 6

6.1 РАСЧЁТ ЗАКРЫТОЙ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ ПОЛИВЕ ДОЖДЕВАЛЬНОЙ МАШИНОЙ

Теоретические положения

Наиболее совершенный способ увлажнения сельскохозяйственных культур - **дождевание**. При дождевании вода в виде мелких капель разбрызгивается над поверхностью земли с помощью дождевальных машин «Фрегат», «Волжанка», КИ-50 и других, увлажняя воздух, растения и верхний слой почвы, благодаря чему снижаются температура воздуха и испарение влаги растениями и почвой. Дождевание применимо на всех типах почв и при наличии развитого микрорельефа, но в первую очередь там, где нельзя использовать подпочвенное увлажнение. Дождевание очень эффективно на торфяных грунтах, у которых пересыхает в основном верхний (0...30 см) корнеобитаемый слой, и на культурных пастбищах. Вода в дождевальные машины может подаваться из напорных трубопроводов, но чаще забирается из открытых осушительных каналов и рек водоприемников с помощью стационарных или передвижных насосных установок. **Преимущества** этого способа орошения: высокий уровень механизации и автоматизации процесса полива; возможность проведения поливов на полях со сложным микрорельефом, прямым и обратным уклонами; маневрирование поливными нормами в широком диапазоне - 50...900 м³/га без потерь воды на глубинную фильтрацию; улучшает микроклимат и условия развития корневой системы растений; что предупреждает засоление и заболачивание орошаемых земель. Основным **недостаток** - высокие капитальные и эксплуатационные затраты. Наиболее распространенным типом таких систем являются **полустационарные** дождевальные системы: к постоянной части системы относятся источник воды (река, каналы), насосная станция; подвижными элементами системы могут быть распределительные и дождевальные трубопроводы, дождевальные машины и установки [1,2]. Закрытая оросительная система (ЗОС) состоит из следующих звеньев: магистрального или главного трубопровода, который транспортирует воду от водозабора до орошаемого участка; распределительных трубопроводов различных порядков; полевых трубопроводов. На долю полевых трубопроводов приходится до 80% всей протяжённости трубопроводов. Полевые трубопроводы проектируются из условия двухстороннего командования. На практике расстояния между полевыми трубопроводами могут колебаться в пределах 200...900 м, а их длина от 500 до 3000 м. Коэффициент полезного действия ЗОС^{св} $\eta = 0,97...0,98$. При поливе поливными или дождевальными предварительно составляется график их работы. По укомплектованному графику работы машинами определяют их количество, расстановку, и схему перемещения по полям участка, а также максимальный расход на севооборотный участок. Расчётный расход полевого трубопровода принимают по сумме расходов одновременно работающих машин на данном поле по формуле 2.45:

$$Q_{пт}^{нт} = n \times Q_{д.м.} \quad (2.45)$$

где $Q_{д.м.}$ - расход дождевальной (поливной) машины, л/с; n - количество одновременно работающих дождевальных (поливных) машин.

Диаметр полевого трубопровода может изменяться при работе на нём нескольких машин. Максимальный расход распределительного трубопровода, подающего воду на весь севооборотный участок равен сумме расходов полевых трубопроводов, получающих воду одновременно.

Расчет (гидравлический) закрытой оросительной сети (ЗОС) заключается в подборе диаметров трубопроводов по расчётным расходам. Предварительно диаметр можно определить по формуле 2.46:

$$D = 1000 \sqrt{\frac{4Q}{\pi \times v}} \quad (2.46)$$

где Q - расчетный расход для данного трубопровода, м³/с; v - скорость воды в трубопроводе, м/с.

Экономически наиболее выгодный диаметр можно определить по таблицам Шевелева в пределах скоростей 1,0-1,5 м/с. По этим же таблицам определяются путевые потери напора (потери по длине) в м на 1000 м длины трубопровода - $1000i$. Кроме экономического фактора при определении скорости учитывается фактор гидротранспортирующей способности воды для взвесей. То есть минимальная скорость должна быть незаиливающей трубопровод.

Расчётный напор в начале трубопровода в м, по которому подбирают насосы, определяют по формуле 2.47:

$$H = H_r + \sum h_l + \sum h_v + H_{св} \quad (2.47)$$

где H_r – геодезическая разность отметок в начале и конце расчётного участка трубопровода, м; $\sum h_l$ - потери напора на расчётном участке по длине трубопровода, м; $\sum h_v$ - потери напора на преодоление местных сопротивлений по длине трубопровода, м обычно принимают 5-10% от потерь по длине по формуле 2.48:

$$\sum h_v = (0,05-0,1\%) \sum h_l, \quad (2.48)$$

где $h_{св}$ - свободный напор в гидранте в расчётной точке трубопровода.

Обычно определяют напор относительно диктующей точки (гидранта), а именно - наиболее удалённому и имеющему наибольшую отметку гидранту. Общие потери напора **по расчётной трассе трубопровода** находят суммированием потерь на отдельных ее участках. Потери по длине конкретного трубопровода можно определить по формуле 2.49:

$$h_l = \lambda \times \frac{v^2 \times l}{2g \times D}, \quad (2.49)$$

где l - длина участка трубопровода, м; D - диаметр труб, м; v - скорость движения воды в трубопроводе, м/с; λ - коэффициент гидравлического сопротивления

или по формуле 2.50: $h_l = 1000i \times l$, (2.50)

где $1000i$ - удельные потери по длине (по таблицам Шевелева); l - длина участка трубопровода.

Непосредственно полив осуществляется дождевальными машинами различных конструкций. Одними из наиболее применяемых являются тип струйных машин и установок. К этой группе относятся дождевальные машины “Фрегат”, “Днепр”, “Волжанка” (рис. 2.11, 2.12). В табл. 2.10, 2.11 приведены

основные технические характеристики различных дождевальных машин и установок [2].

Таблица 2.10 – Технические характеристики отдельных модификаций машины “Фрегат” типа ДМ и ДМУ

Модификация машины	Колич. опор	Длина, м	Расход, л/с	Давление, МПа	Средняя интенсивность, мм/мин
ДМ-335-58	12	335,1	58	0,50	0,26
ДМ-365-68	13	364,7	68	0,53	0,28
ДМ-394-80	14	394,3	80	0,58	0,29
ДМ-424-90	15	423,9	90	0,63	0,30
ДМ-454-100	16	453,5	90...100	0,65	0,31
ДМУ-А199-28	7	199,0	28	0,47	0,22
ДМУ-А253-38	9	253,4	38	0,50	0,24
ДМУ-А308-55	11	307,8	55	0,54	0,27
ДМУ-А362-50	13	362,2	50	0,54	0,21
ДМУ-А417-55	15	416,5	55	0,57	0,21
ДМУ-Б379-75	13	379,2	75	0,57	0,29
ДМУ-Б434-90	15	433,6	80	0,59	0,31
ДМУ-Б488-90	17	487,9	90	0,64	0,27
ДМУ-Б542-90	19	549,3	90	0,62	0,25
ДМУ-Б572-90	20	571,9	90	0,66	0,24

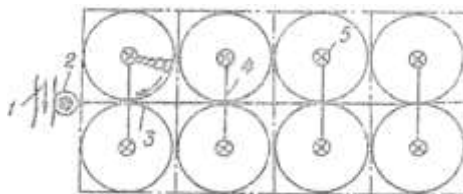


Рис. 2.11 – Схема орошения дождевальными машинами “Фрегат”
1 - источник орошения; 2 - насосная станция; 3 - распределительный трубопровод; 4 - полевой трубопровод; 5 - узел подключения дождевальной машины

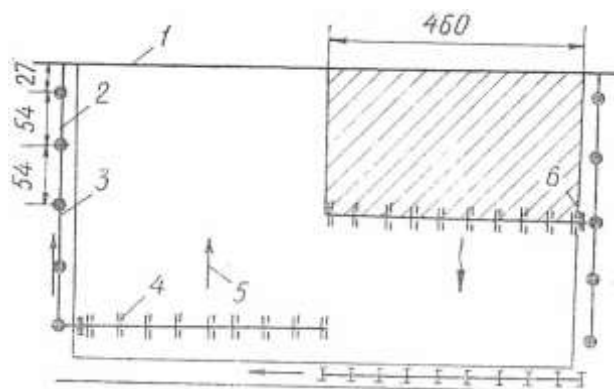


Рис. 2.12 – Технологическая схема работы дождевальной машины «Днепр»
1 - распределительный трубопровод; 2 - полевой трубопровод;
3 - гидрант; 4 - дождевальная машина; 5 - направление движения;
6 – передвижная электростанция

Таблица 2.11 – Технические характеристики дождевальных машин и установок различных типов

Марка	Расход воды, л/с	Давление, МПа	Интенсивность дождя, мм/мин	Допустимые уклоны	Способ дождевания	Способ забора воды	Ширина захвата дождя, м	Сезонная производительность, га
Короткоструйные								
ДДА-100М	100	0,23...0,30	2,4...3	0,005	В движении	Из канала	120	120
ДДА-100МА	130	0,37	2,5	0,005	В движении	Из канала	120	140
«Кубань»	170	0,58	0,35	0,001	В движении	Из канала	786,4	160
Среднеструйные								
«Фрегат»	58...100	0,50...0,65	0,2...0,3		В движении	Из трубопров.	До 572	60...160
«Днепр»	120	0,45	0,3	0,02	Позиционный	Из трубопров.	448	140
«Волжанка»	До 64	0,35...0,40	0,25...0,30	0,02	Позиционный	Из трубопров.	800	70
«Радуга»	47	0,45	0,27	Любые	Позиционный	Из трубопров.	565	50
«Сигма»	39,2	0,73	0,23	Любые	Позиционный	Из трубопров.	565	50
ДШ-25/300	26...30	0,50	0,17	Любые	Позиционный	Из трубопров.	300	25
Дальнеструйные								
ДДН-70	65	0,50...0,55	0,41	—	Позиционный	Из канала	R=70	70
ДДН-100	100	0,85	0,3...0,45	—	Позиционный	Из канала	R=85	100
ДД-30	30	0,50...0,70	0,11...0,12	Любые	Позиционный	Из трубопров.	R=40...60	—
ДД-50	38...55	0,50...0,70	0,11...0,12	Любые	Позиционный	Из трубопров.	R=44...56	—
ДД-80	55...85	0,50...0,70	0,11...0,12	Любые	Позиционный	Из трубопров.	R=58...60	—

Машина «Днепр» предназначена для орошения зерновых, технических культур, лугов, пастбищ во всех зонах со спокойным рельефом и общим уклоном не более 0,02. Машина самоходная с электроприводом от навесной электростанции, работает позиционно от гидрантов закрытой оросительной сети. Состоит из 17 двухколесных опорных тележек велосипедного типа, водопроводящего алюминиевого трубчатого пояса длиной 448 м, установленного на высоте 2,1 м от поверхности почвы. На трубопроводе расположено 34 открьлка со среднеструйными дождевальными аппаратами «Роса-3». Напор у гидранта 45 м, расход воды 120 л/с, расстояние между гидрантами 54 м. Машина работает позиционно, производительность за 1 ч работы поливной нормой 300 м³/га равна 1,46 га, средняя интенсивность дождя 0,3 мм/мин, обслуживающий персонал - один оператор на две машины.

По сравнению с «Фрегатом» «Днепр» дает снижение напора на гидранте в 1,5 раза, быстрее переоборудуется из рабочего в транспортное положение, работает фронтально и обеспечивает ' полив всей площади поля. Привод тележек машины электрический, с позиции на позицию машина перемещается со скоростью 0,47 км/ч. Машина оборудована механизмом управления с системой сигнализации и синхронизации движения тележек.

Пример решения задачи

Задание: Выполнить гидравлический расчет закрытой внутрихозяйственной оросительной сети на участке, расположенном в Херсонской области.

Исходные данные. Грунты на участке представлены суглинками средними. Грунтовые воды пресные, залегают на глубине 10-15 м. Минерализация оросительной воды - 0,4 г/л. Отметка минимального расчетного уровня воды в межхозяйственном распределителе возле насосной станции - 107,00 м. Севооборот 10-польный. Максимальный расход нетто на севооборотный участок по укрупненному графику поливов - $Q_{\text{co}}^{\text{HT}} = 360$ л/с. Коэффициент полезного действия ЗОС^{сев} - $\eta = 0,98$. План орошаемого участка и оросительной сети приведен на рис. 2.13.

Решение. Полив осуществляем пятью дождевальными машинами «Фрегат» ДМУ-Б488-90 (одновременно -4 в рабочие производительностью - 90 л/с, табл. 2.10, 2.11), которые обслуживают по два смежных поля каждая. Участок под проектируемый севооборот в плане - прямоугольный. На нем размещаются 10 полей севооборота с размерами 975×975 м под дождевальную машину ДМУ-Б488-90. Внутрихозяйственную оросительную сеть трубопроводов проектируем по тупиковой схеме: высоконапорная насосная станция - внутрихозяйственный распределительный трубопровод РТ-1 и полевые трубопроводы ПТ (рис. 2.13).

На первом этапе выполняется определение расчетных расходов и гидравлический расчет ЗОС. Согласно укрупненному графику работы дождевальных машин на системе одновременно работает 4 дождевальных машины, что соответствует расходу по формуле 2.45

$$Q_{\text{сев}}^{\text{HT}} = 90 \times 4 = 360 \text{ л/с}$$

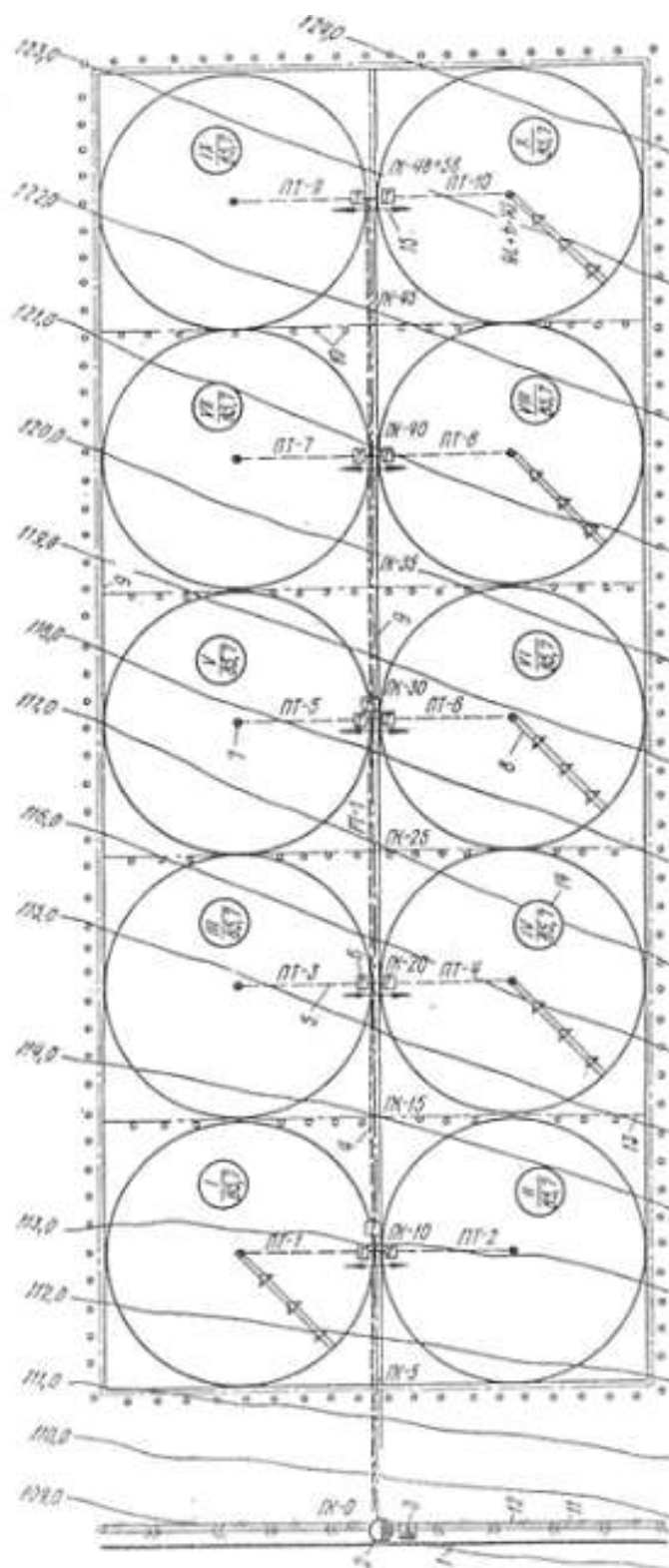


Рис. 2.13 – План орошаемого участка и оросительной сети:

- 1 - внутрихозяйственный распределительный канал; 2 - насосная станция;
- 3 - трансформаторная подстанция; 4 - распределительный трубопровод;
- 5 - полевой трубопровод; 6 - ремонтная задвижка;
- 7 - гидрант для машины «Фрегат»; 8 - дождевальная машина «Фрегат»;
- 9 - полевые и эксплуатационные дороги; 10 - лесополоса;
- 11 - линия электропередач; 12 - линия связи; 13 - граница полей; 14 - номер поля;
- 15 - направление перемещения машины «Фрегат» с позиции на позицию.

С учетом коэффициента полезного действия ЗОС^{св} $\eta = 98\%$ расход системы будет равен:

$$Q_{\text{сист.расч}} = \frac{Q_{\text{сист}}^{\text{нм}}}{\eta} = \frac{360}{0,98} \text{ 368 л/с.}$$

Для распределения расходов по отдельным участкам трубопроводов и гидравлического расчета сети используем схему оросительной сети с нанесением всех расчетных участков, расходов, протекающих по ним, и расчетных точек (рис. 2.14.) Расчет по схеме гидравлического расчета ЗОС выполняем в табличной форме (табл. 2.12).

В таблицу выписывают номера точек, участков, длину участков. Далее устанавливаем расходы, протекающие по участкам.

В данном примере каждая машина обслуживает две позиции. Следовательно, все поливные трубопроводы необходимо рассчитывать на пропуск расхода одной дождевальной машины. При назначении расчетных расходов магистрального и распределительного трубопроводов следует рассмотреть случай, когда максимальное количество одновременно работающих дождевальных машин подключено к гидрантам, наиболее удаленным от насосной станции и находящимся по отношению к ней в наиболее невыгодных топографических условиях. В нашем примере начнем загружать оросительную сеть с конца (наиболее удаленные и высокорасположенные участки сети по отношению к Н.С.).

Концевой участок распределительного трубопровода РТ(4-5) подает воду к одной дождевальной машине, работающей поочередно на двух поливных трубопроводах ПТ-9 и ПТ-10 (рис. 2.13).

Эту часть трубопровода будем рассчитывать на пропуск расхода одной дождевальной машины. Следующий с конца участок (3-4) трубопровода РТ будет подавать воду уже к двум дождевальным машинам: к вышеописанной машине и к машине, работающей поочередно на поливных трубопроводах ПТ-7 и ПТ-8. Соответственно участок 2-3 будем рассчитывать на пропуск расхода трех дождевальных машин, а участок 1-2 и 0-1 - на пропуск расхода четырех дождевальных машин. Распределив расчетные расходы по участкам, приступаем к определению диаметров, материала трубопроводов и потерь напора в них.

Одним из определяющих факторов, оказывающих влияние на выбор материала труб, является напор - Н. Поэтому в начале гидравлического расчета материал труб выбираем в зависимости от приблизительно определенного напора по формуле 2.47:

$$H = H_r + \sum h_l + \sum h_u + H_{\text{св}}$$

Для этого берем самую удаленную и высокорасположенную точку (6) рис. 2.14 на сети и определяем для нее геодезический напор H_r , свободный напор на гидранте $H_{\text{св}} = H_{\text{св.гид}}$ и приблизительно потери напора $\sum h = \sum h_l + \sum h_u$ от НС до точки 6 (трасса: 1-2-3-4-5-6).

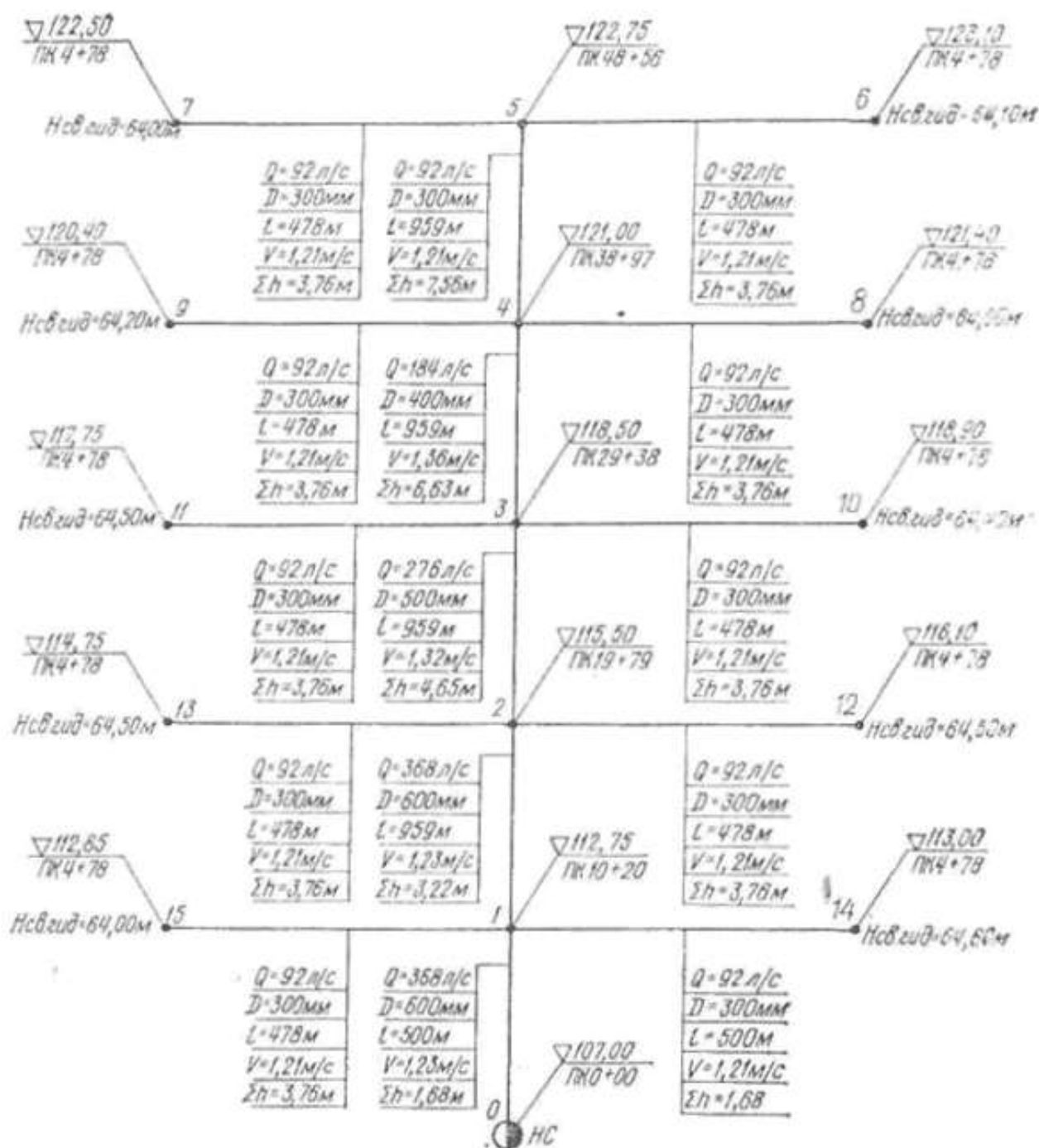


Рис. 2.14 – Схема гидравлического расчета ЗОС

Q - расход, л/с; D - диаметр трубопровода, мм; l - длина трубопровода, м; v - скорость, м/с. $H_{св.гид}$ - свободный напор на гидранте, м; ∇ - отметка поверхности земли, м; Σh - суммарные потери напора

Полученные величины суммируем и получаем напор:

$$H = H_{\Gamma} + H_{св.гид} + \Sigma h = (123,10 - 107,00) + (63,00 + 1,10) + 29,24 = 109,44 \text{ м,}$$

где H_{Γ} - разность отметок поверхности земли в точке 6 (123,10 м) и минимального уровня в источнике орошения (107,00 м); $H_{св.гид}$ - свободный напор на гидранте, при котором обеспечивается нормальная работа дождевальной машины, является для каждого гидранта по зависимости $H_{св.гид} = H_{св.гид}^{i=0} + \Delta h$,

где $H_{св.гид}^{i=0}$ - свободный напор на гидранте при нулевом уклоне поля (принимается по технической характеристике дождевальной машины, для ДМУ-Б488-90 $H_{св.гид}^{i=0}=63,00$ м - табл. 2.9); Δh - превышение уровня земли по длине дождевальной машины при расположении ее по наибольшему положительному уклону на поле (определяется по топографическому плану - рис. 2.13, как разность отметок земли в конце дождевальной машины и возле гидранта, $\Delta h=1,10$ м).

Так как напор получили больше 100 м, то необходимо брать **стальные трубы**. Далее, по таблице Шевелева Ф. А. в зависимости от расхода и скорости движения воды ($v = 1,0 \dots 1,5$ м/с) выписываем в соответствующие графы таблицы диаметр, скорость и потери напора на 1 км ($1000i$) [3]. Затем для каждого участка вычисляем потери напора по формуле 2.50:

$$h_i = 1000 i \times l,$$

где l - длина участка трубопровода, км. Местные потери напора принимаем равными 10% от потерь напора по длине на данном участке $h_U = 0,1h_l$.

Полные потери напора на участке определяем по сумме местных и потерь по длине:

$$\Sigma h = h_l + h_U$$

Требуемую отметку пьезометрической линии на каждом гидранте определяем, прибавляя к отметкам поверхности земли у гидранта требуемый свободный напор на гидранте, $\nabla_{п.л.гид} = \nabla_{п.з.гид} + H_{св.гид}$. Отметку пьезометрической линии в начале расчетного участка определяем, прибавляя к отметке пьезометрической линии в конце участка (на гидранте) полные потери напора на этом участке $\nabla_{п.л.н.у} = \nabla_{п.л.к.у} + \Sigma h$. Для узловых точек 5, 4, 3, 2, 1 за расчетную принимаем наибольшую отметку пьезометрической линии из вычисленных для трубопроводов или их участков, ответвляющихся из этих узлов.

Максимальный напор, по которому подбирается марка насоса, определяем по выражению $H_{нс} = \nabla_{п.л.т.о} - \nabla_{мин} + h_{сн} = 216,44 - 107,00 + 2,00 = 111,44$ м,

где $\nabla_{п.л.т.о}$ - отметка пьезометрической линии в начале распределительного трубопровода возле НС (216,44 м); $\nabla_{мин}$ - отметка минимального уровня воды в источнике орошения, $\nabla_{мин}=107,00$ м; $h_{нс}$ - потери напора в насосной станции, $h_{нс}=2,0$ м.

Результаты вычислений заносим в соответствующие графы таблицы табл. 2.12.

6.2 РАСЧЁТ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ ИЗ ПРУДА НА МЕСТНОМ СТОКЕ

Теоретические положения

Местный сток образуется за счет весенних талых и ливневых вод, стекающих с водосборных площадей в потяжины, лощины, балки, овраги и реки, а также в озера и замкнутые понижения. Потребление воды подсчитывают в соответствии с количеством водопотребителей и нормами водопотребления. Приток воды находят гидрологическим расчетом.

Таблица 2.12 – Гидравлический расчет закрытой оросительной сети

Участок трубопровода	Пикетаж	Отметка поверхности земли в конце участка $\nabla_{пз.к.у.э.м}$	Свободный напор на гидранте, $H_{св.гидр. м}$	Отметка пьезоме- тической линии в конце участка, м	Длина участка, $l, м$	Расход, $Q, л/с$	Скорость, $v, м/с$	Диаметр, $D, мм$	$1000i, м$	Потери напора по длине, $h_l, м$	Местные потери напора, $h_w, м$	Полные потери напора, $\Sigma h, м$	Отметка пьезометри- ческой линии в нача- ле участка $\nabla_{пз.л.у.э. м}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
5-7	ПК 0... ПК4+78	122,50	64,00	186,50	478,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	190,26
5-6	ПК 0... ПК4+78	123,10	64,10	187,20	478,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	190,96
4-5	ПК 38+97 ПК 48+56	122,75	-	190,96	959,00	92,00	1,21	300	7,16	6,87	0,69	7,56	198,52
4-9	ПК 0... ПК 4+78	120,40	64,20	184,60	478,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	188,36
4-8	ПК 0... ПК 4+78	121,40	64,00	185,40	47,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	189,16
3-4	ПК 29+38 ПК 38+97	121,00	-	198,52	959,00	184,00	1,36	400	6,29	6,03	0,60	6,63	205,15
3-11	ПК 0... ПК 4+78	117,75	64,50	182,25	478,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	186,01
3-10	ПК 0... ПК 4+78	118,90	64,40	183,30	478,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	187,06
2-3	ПК 19+79 ПК 29+38	118,50	-	205,15	959,00	276,00	1,32	500	4,41	4,23	0,42	4,65	209,80
2-13	ПК 0... ПК 4+78	114,75	64,50	179,25	478,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	183,01
2-12	ПК 0... ПК 4+78	116,10	64,50	180,60	478,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	184,36

Продолжение табл. 2.11

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1-2	ПК 10+20 ПК19+79	115,50	-	209,80	959,00	368,00	1,23	600	3,06	2,93	0,29	3,22	213,02
1-15	ПК 0... ПК 4+78	112,85	64,00	176,5	478,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	180,61
1-14	ПК 0... ПК 4+78	113,00	64,60	177,60	478,00	92,00	1,21	300	7,16	3,42	0,34	3,76	181,36
0-1	ПК 0... ПК 10+20	112,75	-	213,02	1020,00	368,00	1,23	600	3,06	3,12	0,31	3,42	216,44

Полезный объем воды, который может быть использован водопотребителями, определяют для конкретных условий бассейна водохозяйственными расчетами в соответствии с нормами проектирования. Наиболее распространенными объектами, которые используют для аккумуляирования воды местного стока с последующим их применением для орошения, являются пруды и водохранилища. Прудом считается водоем, образуемый плотиной, емкость которого не превышает 2 млн. м³ и водохранилищем - при объеме более 2 млн. м³. При выборе места расположения пруда главными критериями являются - небольшое расстояние от основного потребителя и возможность самотечной подачи воды на орошаемый участок. При невозможности самотечной подачи обеспечивают минимальную напорных трубопроводов от насосной станции до орошаемого участка. В процессе гидрологических расчетов вычерчивают топографическую характеристику водоема (рис. 2.15), определяют потребность хозяйства в воде, характерные объемы воды в пруду и соответствующие им отметки уровней, а также сбросной расход.

Общий объем воды в пруду, предназначенном для орошения и водоснабжения, состоит из объема водопотребления $W_{\text{пот.}}$ мертвого объема $W_{\text{м.о.}}$, потерь воды на испарение W_u и фильтрацию W_{ϕ} за расчетный период по формуле 2.51:

$$W_{\text{пот}} = W_{\text{пот}} + W_{\text{м.о.}} + W_u + W_{\phi} \quad (2.51)$$

Объем воды из пруда на орошение определяется по формуле 2.52:

$$W_{\text{орош}} = \frac{M_{\text{ср.взв.}} \times \omega_{\text{ор}}}{\eta}, \quad (2.52)$$

где $M_{\text{ср. взв}}$ - средневзвешенная оросительная норма брутто, м³/га; ω - площадь орошения нетто, га; η - коэффициент полезного действия оросительной системы.

Объем воды для водоснабжения определяют по формуле 2.53:

$$W_{\text{с}} = Q_1 n_1 T_1 + Q_2 n_2 T_2 + \dots + Q_n n_n T_n, \quad (2.53)$$

где Q_1, Q_2, \dots, Q_n - норма водопотребления, м³/сут; n_1, n_2, \dots, n_n - количество водопотребителей (люди, животные, предприятия с учетом их перспективного роста); T_1, T_2, \dots, T_n - продолжительность водопотребления, сут.

Общая потребность хозяйства в воде по формуле 2.54 равна:

$$W_{\text{пот}} = W_{\text{с}} + W_{\text{орош}} \quad (2.54)$$

Мертвый объем - это придонная часть объема воды в пруд, которая предназначена для аккумуляции наносов, создания подпора в случае самотечной ее подачи на поля, хозяйственных и санитарно-бытовых нужд.

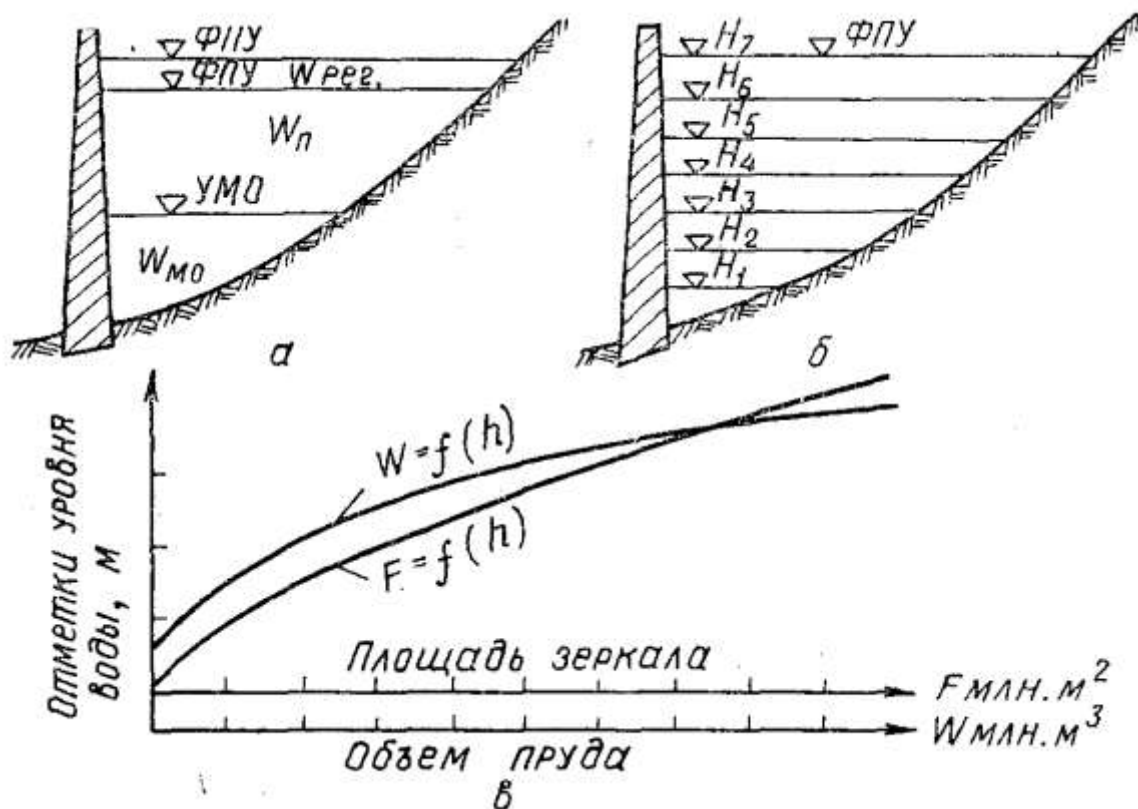


Рис. 2.15 – Характеристики пруда:

*а - основные элементы пруда; б - схема для подсчетов объемов пруда;
в - топографическая характеристика пруда*

Мертвый объем, $м^3$, определяется по формуле 2.55:

$$W_{МО} = \frac{\rho \times W_0 \times T}{\gamma_H \times 10^6}, \quad (2.55)$$

где ρ - средняя многолетняя мутность, $г/м^3$ (определяется по картам средней многолетней мутности); W_0 - средний многолетний сток, $м^3/год$; T - период эксплуатации пруда в годах (40...50 лет); γ_H - средняя объемная масса наносов, равная 1,1...1,2 $т/м^3$.

Определив $W_{МО}$ по графику $W = f(h)$ (рис. 2.13) определяют глубину воды мертвого объема у плотины $h_{МО}$ и корректируют с учетом санитарных требований, согласно которым глубина воды у плотин прудов на местном стоке, устраиваемых для орошения, хозяйственно-бытового водоснабжения, должна быть в летний период не менее 2...3 м, а у берегов водоема, по возможности, не менее 1 м. Средняя глубина нагульных рыбоводческих прудов должна быть в летний период не менее 1...1,2 м, а площадь мелководий (с глубинами до 0,5 м) допускается не более 10...15 % общей площади пруда.

В рыбоводческих прудах площадь водной поверхности мертвого объема $F_{МО}$ должна быть не менее 30 % площади водной поверхности при нормальном подпертом уровне $F_{нпу}$. Если $F_{МО}$ меньше $0,3F_{нпу}$, то глубину воды у плотины,

соответствующую резервному объему, необходимо увеличить до указанных размеров.

Объем воды на испарение вычисляют по формуле 2.56:

$$W_u = 10e \times F_{cp} \quad (2.56)$$

где e - годовой слой испарения расчетной обеспеченности (определяется по карте испарения с водной поверхности), мм. Принимается для европейской части СНГ - для лесной зоны - 350...650 мм, для степной 650... 1000 мм; F_{cp} - средняя площадь (га) зеркала воды в водоеме за расчетный период.

$$F_{cp} = \frac{F_{mo} + F_{intu}}{2}$$

Для уменьшения потерь на испарение по контуру пруда высаживают лесные полосы шириной 20...30 м.

Потери воды на фильтрацию вычисляют по формуле 2.57:

$$W_\phi = 10h_\phi \times F_{cp} \quad (2.57)$$

где h_ϕ - слой воды, расходуемый из водоема на фильтрацию, мм. При хороших гидрогеологических условиях потерн на фильтрацию равны 0,5 м слоя воды в год или 5... 10 % объема пруда; при средних условиях - 0,5... 1,0 м (12...24.%); при проницаемых грунтах - 1,0...2,0 м и более (24...36 % объема пруда).

Для уменьшения фильтрационных потерь применяется уплотнение грунтов ложа пруда, искусственная кольматация, а также покрытие полиэтиленовой пленкой.

Определив объем пруда W_Π , сравнивают его с объемом чаши W_χ и объемом весеннего стока заданной обеспеченности $W_{вес}$. При этом должно выполняться условие:

$$W_\chi > W_\Pi < W_{вес},$$

где W_χ - определяют по графику $W=f(h)$ рис. 2.13.

Если $W_\Pi < W_{вес}$ - выполняют сезонное регулирование стока. Если $W_\Pi >> W_{вес}$ - необходимо применить многолетнее регулирование стока.

Пруды и водохранилища, предназначенные для водоснабжения при сезонном регулировании, должны наполняться стоком 97 %-й обеспеченности, а предназначенные для целей орошения - 75...80 %-й обеспеченности.

Объем весеннего стока 75 %-й обеспеченности определяют по формуле 2.58:

$$W_{75\%} = 1000h_{75\%} \times F, \quad (2.58)$$

где F - площадь водосбора, км²; $h_{75\%}$ - слой стока 75%-й обеспеченности, вычисляемый по формуле 2.59:

$$h_{75\%} = k_{75\%} \times h_{\text{ср}}, \quad (2.59)$$

где $h_{\text{ср}}$ - средний многолетний слой стока половодья, мм, определяем по карте изолиний среднего слоя стока половодья рек СНГ, с учетом поправочных коэффициентов; $k_{75\%}$ - модульный коэффициент 75%-й обеспеченности.

Коэффициент вариации весеннего стока с учетом поправочного коэффициента C_v , изменяется $C_v = 0,83 \dots 0,85$; коэффициент асимметрии принимается $C_s = 2C_v$. Пользуясь таблицей нормированных отклонений от среднего значения ординат биномиальной кривой обеспеченности при определённых значениях C_v , находим значение модульного коэффициента $k_{75\%}$ при определённых значениях C_s по формуле 2.60:

$$k_{75\%} = 1 + \Phi_{75\%} \times C_v, \quad (2.60)$$

где $\Phi_{75\%}$ - поправочный коэффициент $\sim (-0,70 \dots -0,74)$.

Расчетный расход водосбросного сооружения определяется по причинам превышения ёмкости пруда в многоводные годы объема стока. Так как перелив воды через земляную плотину недопустим, то избыток ее необходимо сбрасывать через водосбросное сооружение. В качестве водосброса используют естественный **водообход**, искусственный канал, быстроток, перепад, консольный сброс, шлюз-регулятор, а также устраивают напорные трубы, сифонные и шахтные водосбросы.

Как правило, порог водосброса располагают на отметке НПУ. Поэтому сброс воды из водохранилища начинается автоматически после того, как пруд наполнится до этого уровня. Во время паводков, вызванных интенсивным снеготаянием или ливнем, вода в пруду временно поднимается выше НПУ до отметки форсированного подпертого уровня (ФПУ).

Пруды подразделяются на **классы**: для целей орошения, водоснабжения и рыборазведения при емкости больше 0,2 млн. м³ относятся к IV классу, а при меньшей емкости - к V классу капитальности. При этом расчетная обеспеченность максимальных расходов принимается для IV класса - 3...5 %, для V класса - 5...10% (соответственно - чрезвычайные и нормальные условия работы).

Сбросной расход от дождя g_d , м³/с, с учетом регулирующего влияния пруда определяют для наиболее неблагоприятного случая, когда к началу дождевого паводка водоем уже наполнился до отметки НПУ по формуле 2.61:

$$g_d = Q_d \times \left(1 - \frac{W_{\text{фпу}} - W_{\text{нпу}}}{W_d} \right) \quad (2.61)$$

Зарегулированный сбросной расход от снеготаяния $g_{вес}$, м³/с, вычисляют для случая, когда к началу паводка пруд уже наполнен до отметки УМО по формуле 2.62:

$$g_D = Q_B \times \left(1 - \frac{W_{фпу} - W_{нпу}}{W_{вес} - (W_{нпу} - W_{мм})}\right) \quad (2.62)$$

где Q_D и Q_B - максимальные расходы соответственно дождевого и снегового паводка расчетной обеспеченности, м³/с; W_D и $W_{вес}$ - объем стока дождевого или снегового паводка расчетной обеспеченности, м³.

За расчетный принимается больший из вычисленных расходов.

Полное регулирование стока выполняется следующим образом. При благоприятных топографических условиях строят пруды большой емкости, позволяющей задерживать сток 5...3 % -й обеспеченности и обходиться без устройства дорогостоящего водосбросного сооружения. Водохозяйственный расчет в этом случае сводится к определению емкости пруда для полного задержания весеннего стока 5...3 % -й обеспеченности с проверкой на задержание стока 1 %-й обеспеченности, назначению отметок максимального и нормального подпертого уровней и к определению расчетного **расхода водовыпуска и водосброса**.

Высоту плотины определяют как разность отметок гребня плотины и тальвега балки в створе плотины. Отметку гребня плотины располагают выше ФПУ на 1...2 м (высота нагона ветровой волны + конструктивный запас).

Возможную площадь орошения из существующего пруда устанавливают в следующем порядке.

По топографической характеристике пруда определяют площадь зеркала при НПУ $F_{нпу}$ и при УМО $F_{мо}$ объем воды при НПУ $W_{нпу}$ и при УМО $W_{мо}$.

Вычисляют потери воды на испарение и фильтрацию по формуле 2.63

$$W_{ф.п} = \frac{W_{нпу} - W_{мо}}{2} (h_{ф} + h_u + h_o) \quad (2.63)$$

где $h_{ф}$, h_u , h_o - слой потерь - на фильтрацию, испарение и слой осадков, м.

Определяют возможную площадь орошения, га по формуле 2.61:

$$\Omega_{орош} = \frac{W_n - W_e}{M_{ср.взв}}, \quad (2.64)$$

где $M_{ср, взв}$ - средневзвешенная оросительная норма.

Водовыпуски (трубчатые) служат для самотечного орошения водой из пруда, которые устраивают в материковом грунте (коренном берегу) на уровне мертвого объема. При механическом водоподъеме на берегу пруда располагают насосную станцию.

Пример решения задачи

Задание. Запроектировать пруд в колхозе им. Богдана Хмельницкого Переяслов-Хмельницкого района Киевской области на реке Альта и орошаемый 8-польный зернофуражный севооборот (рис. 2.16).

Исходные данные. Почвы участка - черноземы мощные среднесуглинистые; грунтовые воды - пресные, залегают на глубине 10...15 м. Река летом и зимой постоянного тока воды не имеет. Состав культур севооборота и оросительные нормы приведены в табл. 2.12. Коэффициент полезного действия закрытой оросительной системы $n = 98\%$; $h_{\text{ср}}$ - средний многолетний слой стока половодья, мм, по карте изолиний среднего слоя стока половодья рек СНГ (с учетом поправочных коэффициентов $h_{\text{ср}} = 43$ мм); поправочный коэффициент асимметрии $C_v = 0,84$ весеннего стока, а $\Phi_{75\%} = -0,7$. Объем воды на хозяйственные нужды (по специальным расчетам) $W_{\text{хоз}} = 150990 \text{ м}^3$. $h_{\text{ф}}$ - слой фильтрационных потерь, по рекомендациям проф. М. В. Потапова для средних гидрогеологических условий $h_{\text{ф}} = 0,6$ м. $h_{\text{и}}$ - слой испарения с водной поверхности, принимается по карте испарения с водной поверхности, $h_{\text{и}} = 0,6$ м. F - площадь водосбора, 100 км^2

Решение. Выбор места для пруда и орошаемого участка. Створ плотины намечаем в самом узком месте балки перпендикулярно общему направлению тальвега, выше населенного пункта (рис.2.16). Грунты представлены мощным слоем средних и тяжелых суглинков, которые являются хорошим основанием и материалом для земляной плотины.

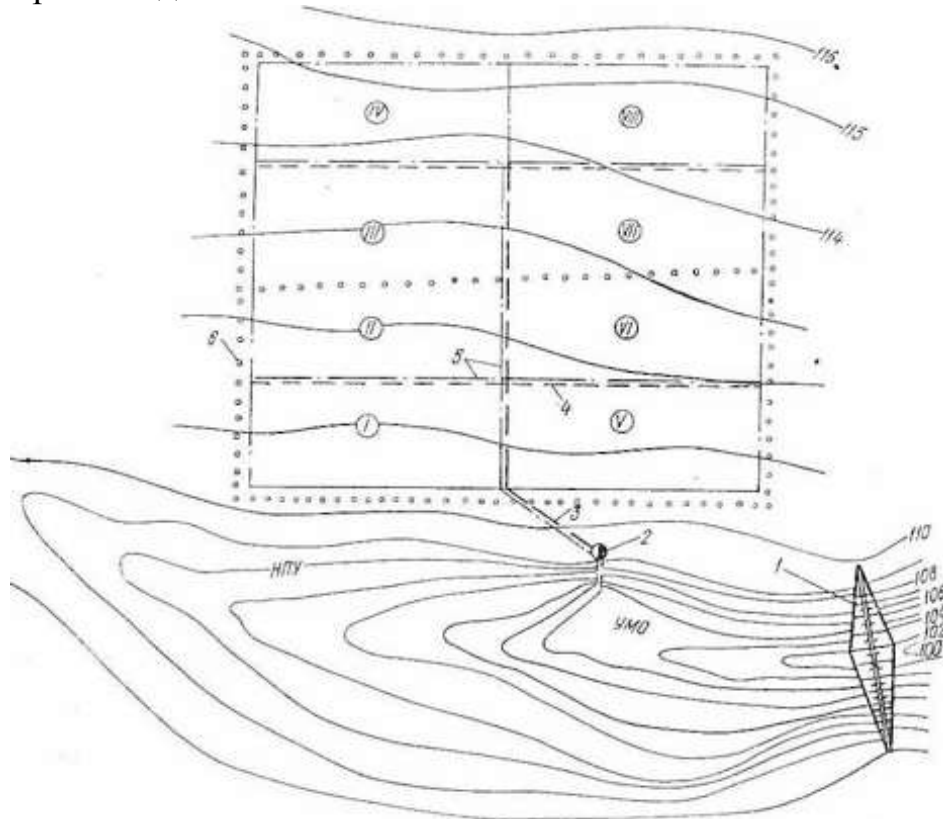


Рис. 2.16 – Схема оросительной сети на 8-польном севообороте при поливе ДФ-120 «Днепр»

1 - плотина; 2 - насосная станция; 3 - магистральный трубопровод;
4 - полевой трубопровод; 5 - дорога; 6 - лесополоса

На северном склоне балки имеется участок площадью 420 га, пригодный для орошения сельскохозяйственных культур дождеванием.

Водохозяйственные расчеты. Наполнение прудов, предназначенных для орошения, рассчитываем на объем стока с вероятностью изысканий вычерчиваем топографическую характеристику водоема.

Таблица 2.13 – Состав культур севооборота и оросительные нормы

Культуры	Процентный состав культур	Оросительная норма, м ³ /га
Люцерна	12,5	4500
Люцерна	12,5	4500
Озимая пшеница	12,5	2400
Кукуруза на силос	12,5	2800
Зернобобовые	12,5	1600
Сахарная свекла на корм	12,5	4200
Горох и зерно	12,5	2100
Озимая пшеница + летний посев люцерны	12,5	3300

В связи с тем, что наблюдений за стоком реки Альты не проводилось и нет рек-аналогов, гидрологический расчет ведем на основе имеющихся карт стока. Объем весеннего стока 75 %-й обеспеченности находим по формуле 2.58:

$$W_{75\%} = 1000h_{75\%} \times F,$$

где F - площадь водосбора, 100 км²; $h_{75\%}$ - слой стока 75%-й обеспеченности, вычисляем по формуле 2.59:

$$h_{75\%} = k_{75\%} \times h_{\text{ср}},$$

где $h_{\text{ср}}$ - средний многолетний слой стока половодья, мм, определяем по карте изолиний среднего слоя стока половодья рек СНГ. С учетом поправочных коэффициентов $h_{\text{ср}} = 43$ мм; $k_{75\%}$ - модульный коэффициент 75%-й обеспеченности.

Коэффициент вариации весеннего стока с учетом поправочного коэффициента $C_v = 0,84$; коэффициент асимметрии принимаем $C_s = 2C_v = 1,68$.

Пользуясь таблицей нормированных отклонений от среднего значения ординат биномиальной кривой обеспеченности при $C_v = 0,84$, находим значение модульного коэффициента $k_{75\%}$ при $C_s = 1,68$ по формуле 2.60:

$$k_{75\%} = 1 + \Phi_{75\%} \times C_v = 1 + (-0,72 \times 0,84) = 0,4.$$

Тогда весенний сток 75 %-й обеспеченности составит:

$$W_{75\%} = 1000 \times 43 \times 0,4 \times 100 = 1720000 \text{ м}^3.$$

Объем весеннего стока 1720000 м³ соответствует на топографической характеристике отметке 107,7 м. Объем чаши пруда 2000 тыс.м³ позволяет задерживать в нем весь объем стока 75 %-й обеспеченности.

Для отложения наносов и зимовки рыбы предусматривают мертвый объем. УМО назначают на 2 м выше дна пруда у плотины и для условий примера он равен 101 м + 2 м = 103 м. Этой отметке соответствует мертвый объем $W_{\text{мо}} = 72250 \text{ м}^3$. На отметке УМО устраивают водоприемные оголовки всасывающих труб НС.

Рабочий объем пруда будет равен:

$$W_{\text{раб}} = W_{\text{нпу}} - W_{\text{мо}} = 1720000 \text{ м}^3 - 72250 \text{ м}^3 = 1647750 \text{ м}^3.$$

Полезный объем W_o , который можно взять из пруда для целей орошения, равен рабочему объему за вычетом объема на хозяйственные нужды $W_{\text{хоз}}$, потерь воды на испарение $W_{\text{и}}$ и фильтрацию $W_{\text{ф}}$.

Объем воды на хозяйственные нужды составляет (по специальным расчетам) 150990 м^3 .

Объем потерь на испарение определяют по формуле 2.56:

$$W_{\text{и}} = h_{\text{и}} \frac{F_{\text{нпу}} + F_{\text{умо}}}{2} = 0,6 \frac{192000 + 72000}{2} = 79200 \text{ м}^3.$$

где $h_{\text{и}}$ (е) - слой испарения с водной поверхности, принимается по карте испарения с водной поверхности; $F_{\text{нпу}}$ и $F_{\text{умо}}$ - площадь зеркала пруда соответственно при НПУ и УМО, определяется по топографической характеристике водоема.

Для средних гидрогеологических условий слой фильтрационных потерь $h_{\text{ф}}$, по рекомендации проф. М. В. Потапова, можно принять 0,6 м. Тогда объем воды на фильтрацию определяем по формуле 2.57:

$$W_{\text{ф}} = h_{\text{ф}} \frac{F_{\text{нпу}} + F_{\text{умо}}}{2} = 0,6 \frac{192000 + 72000}{2} = 79200 \text{ м}^3.$$

Тогда $W_o = W_{\text{раб}} - W_{\text{хоз}} - W_{\text{и}} - W_{\text{ф}} = 1647750 - 150990 - 79200 - 79200 = 1338360 \text{ м}^3$.

В дальнейших расчетах определяют расчетные сбросные расходы, назначают высоту регулирующей призмы, отметку ФПУ и гребня плотины. Для сброса паводковых вод проектируют водосбросное сооружение.

Определяют средневзвешенную оросительную норму нетто для севооборота по данным табл. 2.12:

$$M_{\text{ср.взв}}^{\text{нт}} = \frac{a_1}{100} M_1 + \frac{a_2}{100} M_2 + \dots + \frac{a_n}{100} M_n.$$

$$M_{\text{ср.взв}}^{\text{нт}} = 1/8(2 \cdot 4500 + 2400 + 2800 + 1600 + 4200 + 2100 + 3300) = 3175 \text{ м}^3/\text{га}$$

Принимаем коэффициент полезного действия закрытой оросительной системы 0,98. Тогда средневзвешенная оросительная норма брутто равна:

$$M_{\text{ср.взв}}^{\text{бр}} = \frac{M_{\text{ср.взв}}^{\text{нт}}}{\eta} = \frac{3175}{0,98} = 3240 \text{ м}^3/\text{га}.$$

Возможна площадь орошения (севооборота) составляет:

$$F_{\text{орош}}^{\text{нт}} = \frac{W_o}{M_{\text{ср.взв}}^{\text{бр}}} = \frac{1338360}{3240} = 413 \text{ га}.$$

Организация территории орошаемого участка. Для орошения принимаем дождевальную машину ДФ-120 «Днепр» шириной захвата 460 м - табл. 2.11. Участок разбиваем на 8 полей по 52 га каждое. Поля прямоугольной формы с шириной 460 м и длиной 1134 м. Полевые трубопроводы запроектированы вдоль границ полей севооборота и обеспечивают подачу воды на два смежных поля. К полевым трубопроводам вода подается насосной станцией по магистральному трубопроводу. На участке запроектирована дорожная сеть и лесополосы.

7.1 РАСЧЁТ СИСТЕМЫ ПРОМЫВКИ И ДРЕНАЖА ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

Теоретические положения

Для улучшения засоленных земель применяют различные методы мелиорации. Основные из них - строительные, физические, биологические, химические, эксплуатационные и гидротехнические.

Одним из методов гидротехнических мелиораций является промывка засоленных земель. Для освоения засоленных территорий необходимы капитальные промывки, а недостаточный отток грунтовых вод вызывает необходимость в устройстве дренажа. Промывка без дренажа устраивается при глубоком (3...7 м) залегании грунтовых вод. При залегании минерализованных грунтовых вод, менее 2...3 м и отсутствии естественного оттока необходимо устройство дренажа.

Глубину уровня минерализованных грунтовых вод, при которой начинается засоление почвы, называют критической глубиной $H_{кр}$ (рис. 2.17).

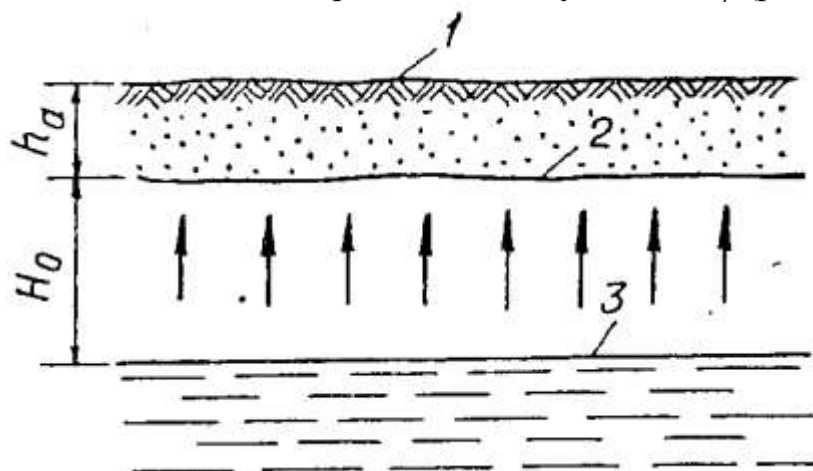


Рис. 2.17 – Критическая глубина залегания уровня грунтовых вод

H_o - высота капиллярного подъема воды;

h_a - глубина активного (корнеобитаемого) слоя почвы;

1 - поверхность почвы; 2 - капиллярная кайма; 3 - уровень грунтовых вод

Для условий засоленных, заболоченных почв Украины критическая глубина ($H_{кр} = H_o + h_a$) составляет 1,5 м, для более южных районов она достигает 2...3,5 м.

Ориентировочный прогноз повышения уровня грунтовых вод (h_n) на участке при орошении в естественном состоянии, т.е. без дренажа выполняется по формуле 2.65:

$$h_n = h_z \times \left(1 - \frac{E}{E_o} \right), \quad (2.65)$$

где h_n - прогнозируемая глубина залегания грунтовых вод, м; E - испарение грунтовых вод, м³/га; E_o - испаряемость, м³/га; h_r - глубина залегания грунтовых вод, при которой прекращается ее испарение (ориентировочно 3...3,5 м).

Промывная норма - это количество воды, необходимое для удаления избыточных солей в расчетном слое почвы на площади 1 га.

Промывная норма при отсутствии дренажа определяется по формуле 2.66 Л. П. Розова:

$$M_{np} = П - m + n \times П, \quad (2.66)$$

где $П$ - наименьшая влагоёмкость промываемого слоя почвы, $\text{м}^3/\text{га}$; m - запас воды в промываемом слое до промывки $\text{м}^3/\text{га}$; n - коэффициент, зависящий от механического состава и степени засоленности почв, $n = 0,5 \dots 1,5$.

При необходимости рассоления мощного слоя почвы с применением дренажа для условий неустановившегося режима используют сложные формулы, в частности С. Ф. Аверьянова [4]. Для определения промывной нормы при опреснении метрового слоя дренируемых почвогрунтов чаще всего применяют формулу 2.67 В. Р. Волобуева:

$$M_{np} = 10000\alpha \times \lg \frac{S_H}{S_D} \quad (2.67)$$

где α - показатель солеотдачи почвогрунта (0,62...3,3); S_H и S_D - начальное и допустимое содержание солей в промываемом слое для данной культуры, %, $S_D = 0,3\%$.

Промывная норма колеблется в широких пределах от 700 до 12000 $\text{м}^3/\text{га}$ и более. Для метрового слоя она составляет: на лёгких почвах - 700...900 $\text{м}^3/\text{ч}$; на средних - 900...1100 $\text{м}^3/\text{ч}$; тяжёлых - 1100...1500 $\text{м}^3/\text{га}$. При промывных нормах 8000 и более промывка проводится в течение 2-х или 3-х лет.

Число тактов промывки (n) определяется по формуле 2.68:

$$n = M_{np}/M_o, \quad (2.68)$$

где M_{np} , M_o - общая и разовая промывные нормы.

Общая продолжительность промывки (t_{np}) определяется по формуле 2.69:

$$t_{np} = M_{np}/k_{\phi}, \text{ (суток)}, \quad (2.69)$$

где M_{np} - общая промывная норма; k_{ϕ} - коэффициент фильтрации

Расход (Q) дрены и коллектора **нормальный** или **максимальный** при безнапорном режиме движения воды определяют по формуле 2.70:

$$Q = q \times \omega_{др} \quad (2.70)$$

где q : q_{CP} или q_M - или среднее или максимальное значение модуля дренажного стока, соответственно, за вегетационный период, л/с с 1 га; $\omega_{др}$ - площадь, обслуживаемая дренажем, га.

Модуль дренажного стока принимают следующим: для суглинистых грунтов - 0,24...0,45 л/с с 1 га; песчаных - 0,28...0,7 л/с с 1 га. Скорость движения воды в дренах принимается в пределах 0,3...1,2 м/с.

Площадь, обслуживаемая дренажем ($\omega_{др}$) определяется по формуле 2.71:

$$\omega_{др} = \frac{B \times L}{10000}, \quad (2.71)$$

где B - длина дрены; L - расстояние между дренажами.

Расстояние между дренами зависит от геологических особенностей и коэффициента фильтрации (K) и определяется по формуле 2.72:

$$L = (200 \dots 300) \sqrt{K}, \quad (2.72)$$

где K - коэффициент фильтрации, м/сут.

На лёгких почвах расстояние - больше, на тяжёлых - меньше.

Глубина заложения дрен определяется по формуле (2.73) рис. 2.18:

$$H_{др} = H_{кр} + h_{ост} + h_n, \quad (2.73)$$

где $H_{кр}$ - критическая глубина залегания грунтовых вод, м; $h_{ост}$ - остаточная глубина залегания грунтовых вод посередине между дренами, м (20...50 см); h_n - глубина наполнения дрены, м (0,1 м).

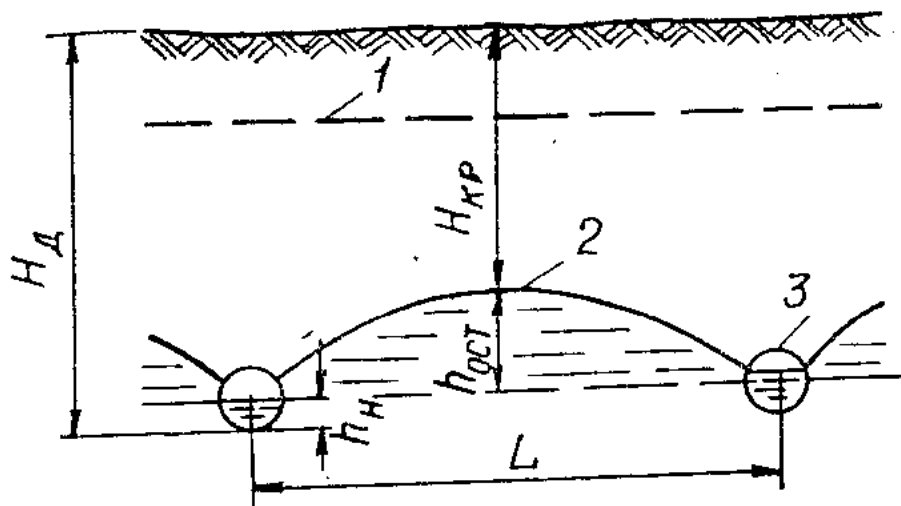


Рис. 2.18 – Схема понижения уровня грунтовых вод горизонтальным дренажом: 1, 2 - уровень грунтовых вод соответственно до и после строительства дренажа; 3 - горизонтальные дренажи; H_d - глубина заложения дренажа; $H_{кр}$ - критическая глубина залегания грунтовых вод; $h_{ост}$ - остаточная глубина залегания грунтовых вод; h_n - глубина наполнения дрены

Гидравлический расчет трубчатых дрен и коллекторов при полном их наполнении производят по формулам (2.74, 2.75):

$$Q = 0,39cd^2\sqrt{di} \quad 2.74$$

$$v = 0,5c\sqrt{di}, \quad 2.75$$

где Q - расход дрены или коллектора, м³/с; d - внутренний диаметр, м; v - скорость движения воды, м/с; i - гидравлический уклон; c - коэффициент Шези, принимаемый в зависимости от диаметра и коэффициента шероховатости дрен и коллекторов.

Скорость течения воды в дрене должна быть в пределах 0,3...1,2 м/с, минимальные уклоны - 0,001...0,002.

Фактические глубину наполнения дрены h_n и скорость движения воды в ней v_p определяют по формулам 2.76, 2.77 и табл. 2.14.

$$h_n = a \times d \quad (2.76)$$

$$v_p = b \times v \quad (2.77)$$

Таблица 2.14 – Значение коэффициентов A , a и b

A	1,0	1,7	1,06	1,05	0,99	0,93	0,83	0,75	0,68	0,58
a	1,0	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55
b	1,0	1,10	1,15	1,16	1,16	1,15	1,14	1,11	1,08	1,04
A	0,5	0,41	0,33	0,26	0,19	0,13	0,03	0,04	0,02	0,01
a	0,5	0,45	0,40	0,25	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05
b	1,0	0,94	0,89	0,81	0,74	0,63	0,55	0,44	0,33	0,18

A - относительный расход для каждого участка с различными уклонами определяется по формуле 2.78:

$$A = Q_{\kappa}^{\text{н}} / Q_{\kappa}^{\text{п}}, \quad (2.78)$$

где **нормальный** и **максимальный** расходы, значение A должно удовлетворять условию $0,9 \leq A \leq 1,07$.

Закрытые дрены делают, как правило, из гончарных труб длиной 33 см и диаметром 50...150 мм, керамических длиной 70 см, асбестоцементных безнапорных длиной 4 м, а также из бетонных и железобетонных безнапорных труб и кроме того из различных полимеров - полиэтилена, полихлорвинила, поливинилхлорида [1].

Пример решения задачи

Задание. Запроектировать промывку и дренаж на орошаемом участке, увязав его на плане с оросительной сетью.

Исходные данные. Типовой орошаемый участок площадью брутто 410 га (рис. 2.19) расположен в Крымской области. На рис. 2.20 продольный профиль коллектора К-1. Почвы участка - темно-каштановые среднесуглинистые, подстилаемые супесями. Коэффициенты фильтрации суглинков $k_{\phi} = 0,6$ м/сут, супесей - 2,1 м/сут. Начальное и допустимое содержание солей в метровом слое почвы составляет: $S_{\text{н}} = 4,61\%$ и $S_{\text{д}} = 0,3\%$ от массы почвы, тип засоления - сульфатно-хлоридный. Грунтовые воды залегают на глубине 3,1...4,5 м и имеют минерализацию 9 г/л. Испарение (E) грунтовых вод составляет 3640 м³/га, испаряемость (E_0) - 9500 м³/га. Площадь водосбора отдельных участков коллектора: ПК 0 - $\omega_{\kappa} = 205$ га; ПК 12 - $\omega_{\kappa} = 102,5$ га; ПК 18 - $\omega_{\kappa} = 51,3$ га. Оросительная сеть состоит из двух внутрихозяйственных распределителей 1К и 1.1К, шести участковых оросителей и тридцати временных оросителей. Уклоны (i) местности составляют 0,002...0,003. Участок предназначен для возделывания овощных культур с оросительной нормой 4100 м³/га. Средний модуль дренажного стока за вегетационный период составляет $q_{\text{н}} = 0,25$, а максимальный $q_{\text{макс}} = 1,95$ л/с с 1 га. α - показатель солеотдачи почвогрунта (1,2). $h_{\text{г}}$ - глубина залегания грунтовых вод, при которой прекращается ее испарение (3,0 м).

Решение. Для освоения засоленных территорий необходимы капитальные промывки, а недостаточный отток грунтовых вод вызывает необходимость в устройстве дренажа.

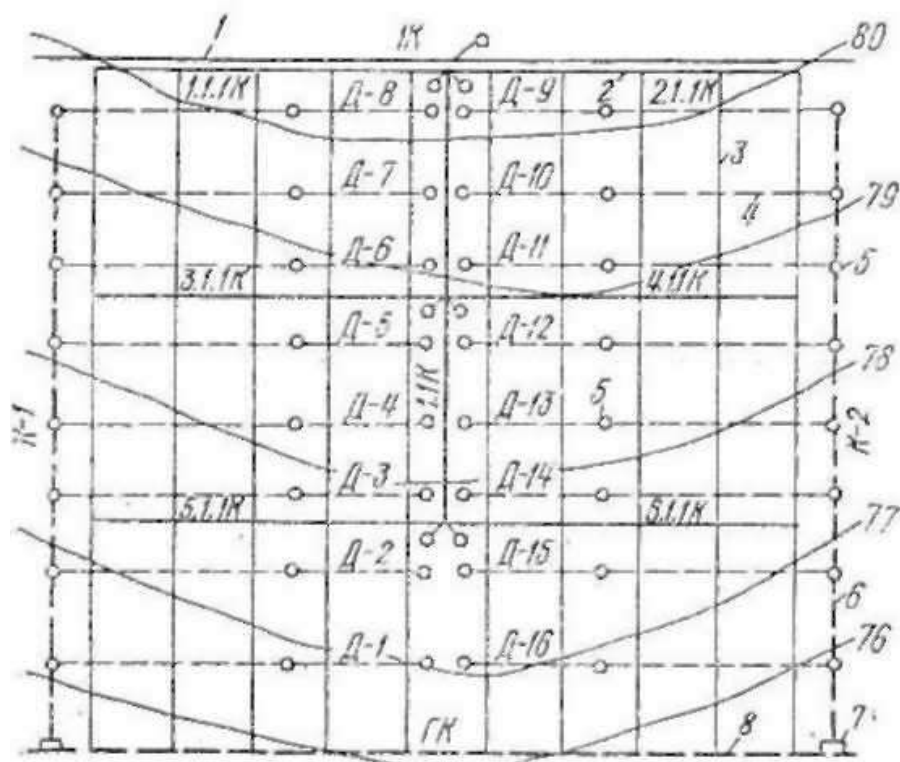


Рис. 2.19 – Типовой участок с расположением оросительной и дренажно-коллекторной сети:

1 - внутрихозяйственный распределитель; 2 - участковый ороситель; 3 - временный ороситель; 4 - закрытая дрена; 5 - смотровой колодец; 6 - закрытый коллектор; 7 - устьевое сооружение; 8 - главный коллектор

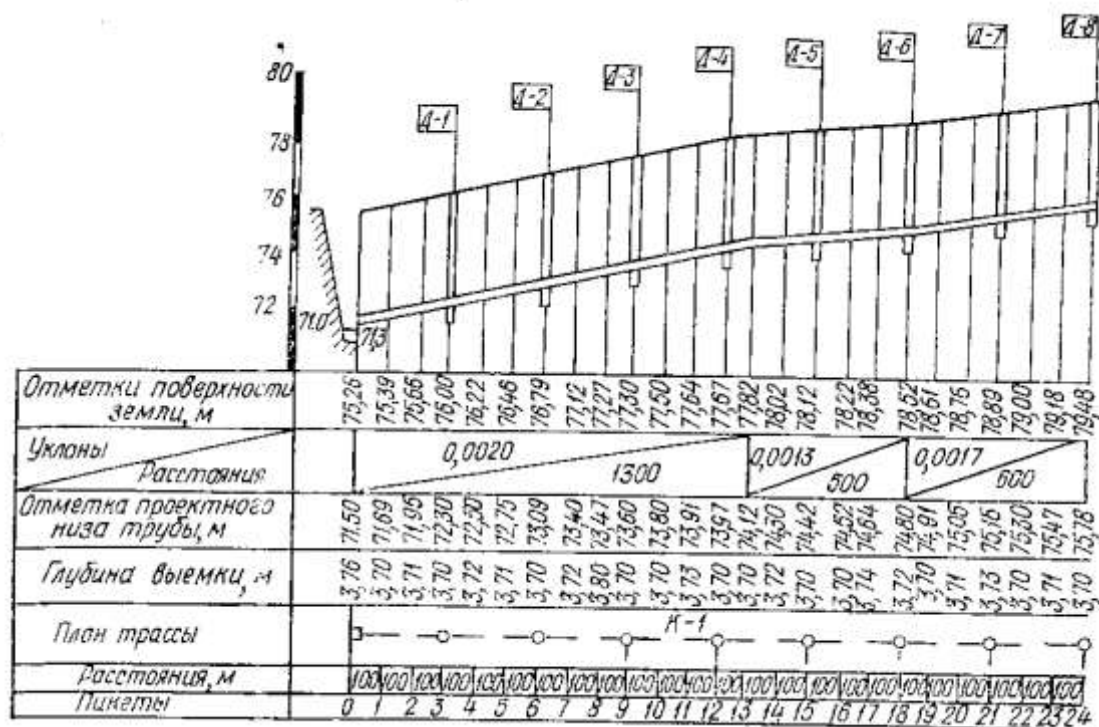


Рис. 2.20 – Продольный профиль коллектора К-1

Расчет промывки. Составляем ориентировочный прогноз повышения уровня грунтовых вод на участке при орошении по формуле 2.65 при $h_T=3,0$ м:

$$h_n = h_T \left(1 - \frac{E}{E_o} \right) = 3 \times \left(1 - \frac{3640}{9500} \right) = 1,86 \text{ м}$$

где h_n - прогнозируемая глубина залегания грунтовых вод, м; E - испарение грунтовых вод, м³/га; E_o - испаряемость, м³/га; h_T - глубина залегания грунтовых вод, при которой прекращается ее испарение.

Критическая глубина ($H_{кр}$) для среднесуглинистых почвогрунтов должна быть не менее 2,5 м. Очевидно, при $h_n=1,86$ м существует угроза дальнейшего засоления почв. В связи с этим предусматривается проведение промывки с применением дренажа. Учитывая однородность механического состава почвогрунтов, наличие дренажно-коллекторной сети, принимаем мощность промываемого слоя почвогрунтов для возделывания овощных культур равным 1 м. Общую промывную норму определяем по формуле 2.67:

$$M_{пр} = 10000 \alpha \times 1g \frac{S_n}{S_o} = 10000 \times 1,2 \times 1g \frac{4,61}{0,30} = 3298 \approx 3300 \text{ м}^3/\text{га}$$

Общая промывная норма с учетом механического состава и степени засоления почвы разделяем на разовые по $M_o=1100$ м³/га, которые будут подаваться на участок **через двое суток**. Число тактов промывки определяем (n) по формуле 2.68:

$$n = M_{пр}/M_o = 3300 : 1100 = 3$$

Общая продолжительность промывки ($t_{пр}$) определяем по формуле 2.69:

$$t_{пр} = M_{пр}/k_{\phi} = 3,3 : 0,6 = 55 \text{ суток.}$$

Составляем календарный график промывки (табл. 2.15).

Таблица 2.15 – Календарь промывки почвогрунтов

Номер такта	Одноразовая промывная норма, м ³ /га	Продолжительность промывки, сут	Сроки промывки	
			начало	конец
1	1100	18,3	01.10	19.10
2	1100	18,3	21.10	10.11
3	1100	18,4	12.11	01.12
Всего	3300	55,0	01.10	01.12

Проектирование дренажа. При уклонах местности 0,003 и примерно равном ему уклоне зеркала грунтовых вод принимаем **горизонтальный закрытый дренаж** как наиболее прогрессивный и хорошо себя зарекомендовавший.

Вычисляем глубину заложения дрен по формуле 2,73 (рис. 2.18):

$$H_{др} = H_{кр} + h_{ост} + h_n = 2,5 + 0,5 + 0,1 = 3,1 \text{ м,}$$

где $H_{кр} = 2,5$ м - критическая глубина залегания грунтовых вод; $h_{ост} = 0,5$ м - остаточная глубина залегания грунтовых вод посередине между дренажами, м; $h_n = 0,1$ м - глубина наполнения дрены.

Расстояние между дренами при установившемся движении грунтовых вод в однородных грунтах и отсутствии напорных вод можно определить по формуле 2.72:

$$L = (200 \dots 300) \cdot \sqrt{k} = 200 \sqrt{2,1} = 290 \text{ м},$$

где k - коэффициент фильтрации грунта, $k = 2,1$ м/сут.

Принимаем расстояние между дренами равным 300 м.

Гидравлический расчет дрен и коллекторов проводится по нормальному и максимальному расходам. Расчет дрен выполним на примере дрены Д-4, имеющей длину $B = 480$ м (рис. 2.19).

Площадь, обслуживаемая дренаем определяем по формуле 2.71:

$$\omega_{др} = \frac{B \times L}{10000} = \frac{480 \times 300}{10000} = 14,4 \text{ га}.$$

Нормальный и максимальный расход дрены определяем по формуле 2.71:

$$Q_{др}^H = q_H \omega_{др} = 0,25 \times 14,4 = 3,6 \text{ л/с} = 0,0036 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$Q_{др}^M = q_{max} \omega_{др} = 1,95 \times 14,4 = 28,1 \text{ л/с} = 0,0281 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Цель гидравлического расчета - проверить принятый диаметр дрены и скорость течения воды в ней, которая должна быть в пределах 0,3...1,2 м/с. Расчет производим как для труб, работающих полным сечением.

Задаемся тремя значениями диаметра и определяем относительный расход A (по формуле 2.78) для каждого из них. Расчетные расходы $Q_{др}^P$ и скорость движения воды v вычисляются с использованием формул 2.74, 2.75 результаты вычислений заносят в таблицу (табл. 2.15):

За расчетный принимаем диаметр 125 мм, значение A для которого удовлетворяет условию $0,84 \leq A \leq 1,07$. Для этого диаметра определяем фактическую глубину наполнения дрены и скорость движения воды в ней (табл. 2.16).

Таблица 2.16 – Гидравлический расчет дрены Д-4

Условный диаметр, м	c	d^2 , м ²	i	$\sqrt{d \times i}$	$Q_{др}^P$, м ³ /с	v , м/с	A
0,100	45,2	0,010	0,002	0,014	0,0024	0,32	1,50
0,125	45,3	0,015	0,002	0,016	0,0043	0,37	0,84
0,150	47,4	0,020	0,002	0,017	0,0062	0,40	0,58

Для этого диаметра определяем фактическую глубину наполнения дрены и скорость движения воды в ней по формулам 2.76, 2.77 с использованием табл. 2.14.

$$h_n = a \times d = 0,705 \times 0,125 = 0,088 \approx 0,09 \text{ м},$$

$$v_p = b \times v = 1,141 \times 0,37 = 0,422 \approx 0,42 \text{ м/с}$$

Скорость движения воды в дрене удовлетворяет изложенным выше требованиям, следовательно, диаметр дрены вычислен правильно.

Расчет коллектора выполним на примере К-1 продольный профиль, которого приведен на рис. 2.20.

По продольному профилю определяем уклоны коллектора i :

- ПК 0...ПК 12 - $i = 0,002$;

- ПК 12...ПК 18 - $i = 0,0013$;

- ПК 18...ПК 24 - $i = 0,0017$.

По площади водосбора отдельных участков коллектора:

- ПК 0 - $\omega_k = 205$ га;
- ПК 12 - $\omega_k = 102,5$ га;
- ПК 18 - $\omega_k = 51,3$ га

определяем нормальные расходы на этих участках:

- ПК0 - $Q_k^H = q_H \times \omega_k = 0,25 \times 205 = 51,25$ л/с;
- ПК12 - $Q_k^H = q_H \times \omega_k = 0,25 \times 102,5 = 25,6$ л/с;
- ПК18 - $Q_k^H = q_H \times \omega_k = 0,25 \times 51,3 = 12,8$ л/с.

Максимальный расход определяется из условия одновременной промывки площади, обслуживаемой двумя дренами. Участок коллектора ПК 0...ПК 12 обслуживают **8** дрен, ПК 12...ПК 18 - **4** дрена, ПК 18...ПК 24 - **2** дрена.

Максимальный расход коллектора на:

- ПК 0: $Q_k^M = 2Q_{др}^M + \frac{(8-2)Q_{др}^H}{2} = 2 \cdot 28,1 + \frac{(8-2) \cdot 3,6}{2} = 67$ л/с;
- ПК12- $Q_k^M = 2Q_{др}^M + \frac{(4-2)Q_{др}^H}{2} = 2 \cdot 28,1 + \frac{(4-2) \cdot 3,6}{2} = 59,8$ л/с;
- ПК 18 - $Q_k^M = 2 Q_{др}^M = 2 \times 28,1 = 56,2$ л/с.

Принимаем диаметр коллектора $d = 300$ мм, проверяем принятое сечение. По формулам 2.74, 2.75 для определения расхода Q_k и скорости течения воды v , определяем относительные расходы A по формуле 2.78 для каждого участка с различными уклонами и заносим в табл. 2.17.

Таблица 2.17 – Гидравлический расчет коллектора К-1

Условный диаметр, м	c	$d^2, \text{м}^2$	i	\sqrt{di}	$Q_{др}^P, \frac{\text{м}^3}{\text{с}}$	$v, \text{м/с}$	A
0,30 (ПК 0)	54,2	0,09	0,0020	0,021	0,046	0,65	1,11
0,30 (ПК 12)	54,2	0,09	0,0013	0,020	0,038	0,54	0,67
0,30 (ПК 18)	54,2	0,09	0,0017	0,022	0,012	0,60	0,30

В устье коллектора на ПК 0 относительный расход $A = 1,11$ определив коэффициенты a и b по табл. 2.13 определяем по формулам 2.76, 2.77 с использованием табл. 2.13 - заполнение трубы $h = a \times d = 0,95 \times 0,3 = 0,28$ м и расчетную скорость течения воды $v_p = b \times v = 1,10 \times 0,65 = 0,71$ м/с. Аналогично определяем эти параметры на:

- ПК 12 - $A = 0,67$; $h_H = 0,60 \times 0,30 = 0,18$ м; $v_p = 1,07 \times 0,54 = 0,58$ м/с.
- ПК 18 - $A = 0,30$; $h_H = 0,40 \times 0,30 = 0,12$ м; $v_p = 0,89 \times 0,60 = 0,53$ м/с.

Следовательно, сечение коллектора достаточно для пропуска расходов, а скорость течения воды не превосходит допустимых пределов (0,3...1,2 м/с).

Для обеспечения нормальной работы дренажно-коллекторной сети предусматриваем оборудование ее устьевыми сооружениями и смотровыми колодцами (см. рис. 2.19). Смотровые колодцы предусмотрены в местах сопряжения закрытых дрен с закрытыми коллекторами, а также через 200...400 м по длине дрен и в их истоках. Для контроля за режимом грунтовых вод следует предусмотреть устройство наблюдательных скважин.

8.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ УЗЛА ОРОСИТЕЛЬНОЙ НАСОСНОЙ СТАНЦИИ

Теоретические положения

К механическому подъему воды прибегают в тех случаях, когда горизонт ее в источнике орошения (в месте забора) ниже необходимого по условиям командования уровня воды в оросительном канале и не может быть повышен другими, более экономичными способами.

В большинстве случаев механический водоподъем необходим при заборе воды на орошение из колодцев, прудов, рек, когда самотечная подача требует большего объема работ по строительству плотины или холостой части магистрального канала.

Недостатки орошения с механическим подъемом воды — потребность в сложном насосно-силовом оборудовании, электроэнергии, большие эксплуатационные затраты.

По роду перекачки воды механические установки в орошении можно разделить на две группы: установки, забирающие воду из открытых водоемов (рек, каналов, водохранилищ, озер); установки, поднимающие воду из колодцев.

Схема забора воды с механическим подъемом показана на рис. 2.21.

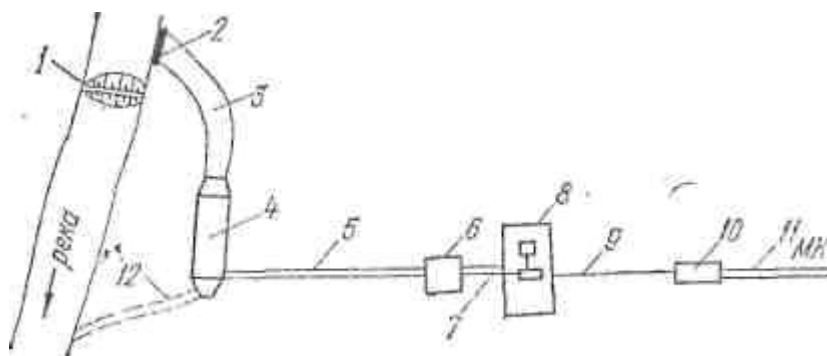


Рис. 2.21 – Схема механического подъема воды на орошение
1 - водоподъемная плотина; 2 - водозаборное сооружение;
3 - подводный канал; 4 - отстойник; 5 - самотечная линия;
6 - водоприемный колодец; 7 - всасывающий трубопровод;
8 - насосная станция; 9 - напорный трубопровод; 10 - напорный бассейн;
11 - оросительный канал; 12 - сбросной канал при промывке отстойника

Трассирование оросительных каналов при механическом водоподъеме, связанное с расположением насосных станций, может быть выполнено по четырем основным схемам - рис. 2.22.

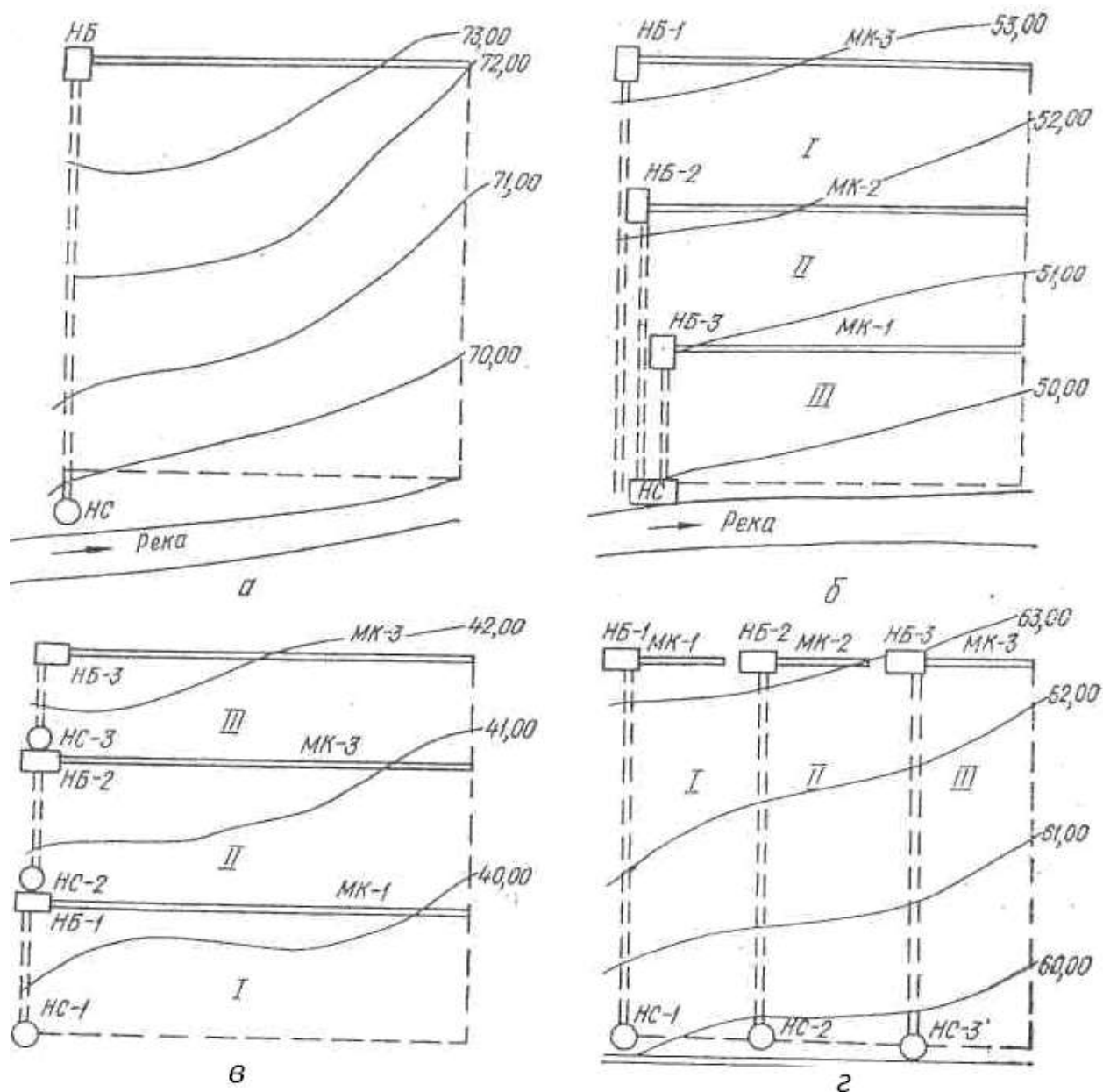


Рис. 2.21 – Схемы установки зон подъема воды (I, II, III), размещения насосных станций НС, напорных бассейнов НБ, напорных трубопроводов и трасс магистральных каналов МК

Первая схема - вся орошаемая площадь расположена в одной зоне, орошается одним главным магистральным каналом, получающим воду от насосной станции по напорному трубопроводу (рис. 2.21, а).

Вторая схема. - орошаемая площадь обслуживается несколькими каналами и разделена на несколько зон подъема воды. Каждую зону обслуживает отдельный магистральный канал, который трассируют по повышенным отметкам, и получает воду по отдельным напорным трубопроводам от общей береговой насосной станции (рис. 2.21, б).

Третья схема - орошаемая площадь также разделена на зоны, но каждый зональный канал питается самостоятельными насосными станциями, последовательно подающими воду от нижележащих к вышележащим зонам (рис. 2.21, в).

Первая береговая насосная станция НС-1 подает на высоту первой зоны объем воды, необходимый для орошения всех зон; станция НС-2 - на высоту второй зоны объем воды для орошения второй и последующих зон; станция НС-3 - на высоту третьей зоны объем воды для полива третьей и последующих зон.

Четвертая схем - орошаемая площадь разделена на зоны, причем каждая имеет независимое от других зон питание воды. Такую схему применяют, как правило, при работе передвижных насосных станций (рис. 2.21, г).

После выбора технологической схемы подъема следующей основной задачей является подбор насосно-силового оборудования.

К насосно-силовому оборудованию относятся различные типы насосов, двигателей, механизмов для приведения их в действие, а также водоприемников перекачиваемой воды. **Комплекс этих сооружений и оборудования называют насосной станцией.**

В практике насосные станции делятся:

- а) по назначению - оросительные, осушительные, водопроводные и др.;
- б) по роду привода - с электродвигателями и двигателями внутреннего сгорания;
- в) по насосному оборудованию - с центробежными, пропеллерными, поршневыми и другими насосами;
- г) по расположению относительно поверхности земли - наземные (открытые) и заглубленные (оборудованные погружными насосами);
- д) по расположению относительно водоисточника - береговые и русловые;
- е) по конструктивным признакам - здания водопроводного, камерного и блочного типов;
- ж) по характеру управления - станции с децентрализованным, централизованным, полуавтоматическим, автоматическим управлением;
- з) по режиму работы - на сезонные и круглогодочные.

Насосные станции могут быть стационарными и не стационарными (плавучие, передвижные).

При малой амплитуде колебания горизонтов воды в источнике (менее 5 м) водозабор устраивают по типу шлюза-регулятора или по типу простейшего трубного водозабора. При амплитуде колебания уровня воды более 5 м строят береговые водозаборные колодцы в виде пустотелого мостового устоя или русловые водозаборы.

От водозаборного сооружения или отстойника до водоприемника всасывающих труб вода подается по водоподводящему каналу или закрытому водоводу. Скорость течения воды в подводящем канале назначают из условий неразмываемости и допустимой степени заиления. Закрытые подводящие водоводы делают из монтажного или сборного железобетона или из асбестоцементных труб. Минимальную скорость течения воды в водоводе принимают не менее 0,8 м/с.

Водоприемник сопрягают с подводящим каналом аванкамерой трапецеидальной формы в плане.

Всасывающие трубопроводы делают из труб сварной конструкции, короткими, с наименьшим количеством колен, переходов, с непрерывным подъемом к насосу, чтобы не образовывались воздушные мешки. Диаметр всасы-

вающей трубы определяют на пропуск расчетного расхода при скорости движения воды в трубе 1,0...1,5 м/с.

Входное отверстие всасывающей трубы располагают на расстоянии $0,8 D$ (D - входной диаметр) от дна колодца, при этом оно должно быть заглублено под минимальный уровень воды не менее чем на $2D$. Ширину камеры всасывающей трубы принимают $(1,5... 2)D$. Всасывающую трубу следует располагать у задней стенки камеры. При наличии в камере двух и более всасывающих труб расстояние между ними должно быть не менее $(1,5...2)D$.

При заборе воды из источников, имеющих рыбохозяйственное значение, обязательно проектируют рыбозащитные сооружения. В настоящее время применяют рыбозащитные устройства трех групп: механические, гидравлические и физиологические.

К механическим устройствам относятся плоские сетки, сетчатые барабаны, фильтрующие устройства и др.

К группе гидравлических относятся струенаправляющие устройства, с помощью которых в водотоках создаются гидравлические условия для направления движения рыб в сторону от водоприемных отверстий.

К группе физиологических устройств относятся системы, служащие для задержания рыб путем создания в воде электрических, световых и звуковых полей, завес из воздушных пузырьков и др.

В здании **насосной станции** размещают **оборудование**: гидромеханическое основное - главные насосы, подающие воду в соответствии с графиком водоподачи; часть всасывающих и напорных трубопроводов с регулирующей, контрольно-измерительной и предохранительной арматурой (задвижки, водомеры, обратные клапаны и др.).

Для нормальной работы основного оборудования насосной станции необходимо предусматривать специальное **вспомогательное оборудование**: вакуумные и дренажные насосы, трубопроводы вспомогательных насосов с арматурой.

Размеры здания насосной станции в плане принимают с учетом компоновки гидромеханического и энергетического оборудования (монтажные площадки), удобства эксплуатации, применения унифицированных строительных деталей, конструкций и индустриализации строительных работ.

Высотная компоновка основного оборудования **в здании станции** зависит от типа принятого оборудования и расположения насосов относительно минимального горизонта воды в водозаборе (высота всасывания). Высоту здания принимают с учетом размещения основного и подъемно-транспортного оборудования и размеров наиболее громоздких деталей.

Напорные трубопроводы в пределах станции делают стальными, вне здания - стальными, асбестоцементными, железобетонными. Напорный водовод укладывают с непрерывным подъемом в сторону напорного бассейна. При неблагоприятных топографических условиях на отдельных участках допускаются обратные уклоны, при этом на повышенных точках перелома уклонов устанавливают вантузы, а в понижениях - опорожнительные колодцы.

Трассу и компоновку напорного трубопровода выбирают с учетом местных условий, чтобы обеспечить минимальное количество поворотов в горизонтальной и вертикальной плоскостях, устойчивость трубопровода, прочность и герметичность стыков, защиту от фильтрационных и ливневых вод, а также от аварийного расхода при разрыве водовода.

Количество нитей, материал, диаметр напорного трубопровода принимают на основе технико-экономических расчетов. Как правило, нитей должно быть не менее 2-х.

Водовыпускное сооружение обеспечивает выпуск воды из напорных трубопроводов в отводящие каналы или приемные бассейны, автоматическое отклонение обратного тока воды из канала в трубопровод при помощи сифонного водовыпуска или затворов, распределение воды при подключении нескольких каналов.

В мелиорации применяют здания насосных станций четырех типов: наземного, камерного, блочного и передвижного.

Здания **наземного типа** имеют отдельно стоящие водоприемные и водовыпускные сооружения (рис. 2.22). Здание наземного типа сооружают при водозаборе из поверхностных источников с устойчивыми берегами и относительно небольшим колебанием уровней воды. Пол насосного помещения может находиться ниже минимального уровня воды в источнике, а вода к насосам подводится самотечными трубопроводами. Для пуска насосов, установленных с положительной высотой всасывания, необходимо предусматривать вакуумные насосы, позволяющие перед пуском заливать корпус насоса водой.

Здания насосных станций **камерного типа** (рис. 2.23) могут быть выполнены, как совмещенными с водоприемными сооружениями, так и отдельно. Камерный тип здания применяют при водозаборе из поверхностных источников, колебания уровней воды в которых превышают допустимую высоту всасывания основных насосов. Насосное помещение здания такого типа расположено ниже уровня земли пристанционной площадки. В здании камерного типа основные насосы в большинстве случаев устанавливаются ниже минимального уровня воды в источнике, что позволяет им всегда оставаться в залитом состоянии, то есть быть готовыми к пуску.

Блочный тип здания (рис. 2.24) применяют при водозаборе из поверхностных источников с любыми колебаниями уровней воды. Практически все насосы в зданиях станций блочного типа устанавливают ниже минимального уровня воды в источнике и, как правило, совмещают с водоприемным сооружением.

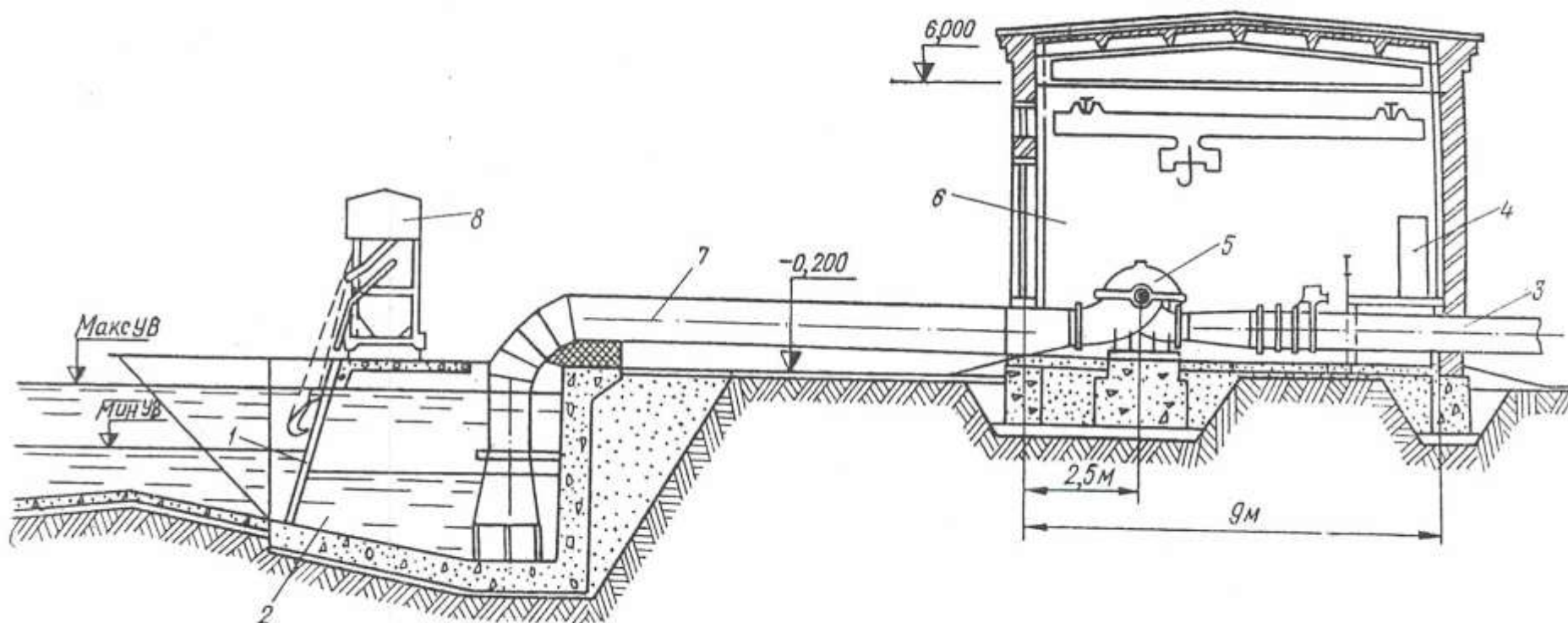


Рис. 2.22 – Здание насосной станции наземного типа

1 - сороудерживающая решётка; 2 - водоприёмное сооружение; 3 - напорный трубопровод;
 4 - шкаф станции управления; 5 - насос центробежного типа Д; 6 - здание насосной станции;
 7 - всасывающий трубопровод; 8 - решёткоочистная машина

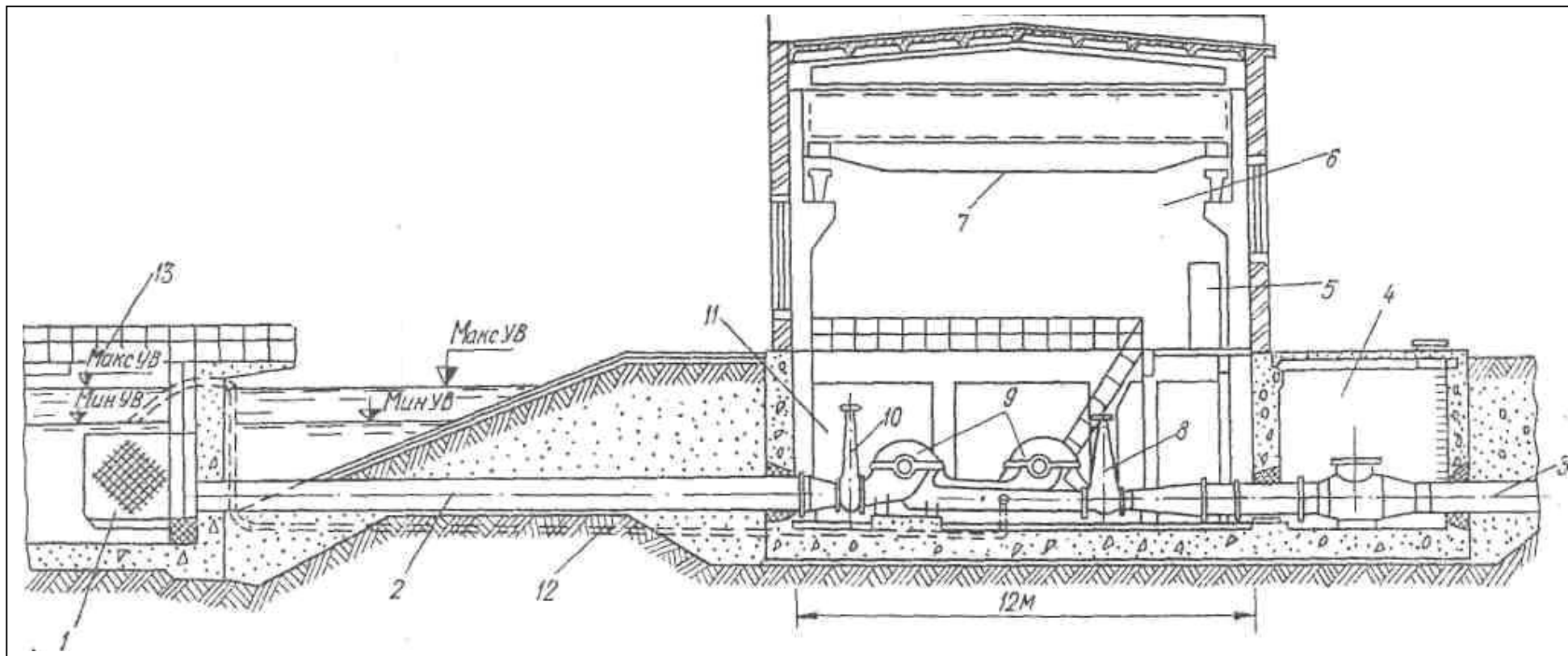


Рис. 2.23 – Здание насосной станции камерного типа:

- 1 - рыбозащитное устройство; 2 - трубопровод для очистки сетчатого барабана; 3 - напорный трубопровод;
 4 - камера для установки обратного клапана; 5 - шкаф станции управления основным агрегатом; 6 - верхнее строение;
 7 - мостовой кран; 8 - задвижка на напорном трубопроводе; 9 - насосы типа Д; 10 - задвижка ремонтная;
 11 - камера здания; 12 - самотечные трубопроводы; 13 - водоприёмное сооружение

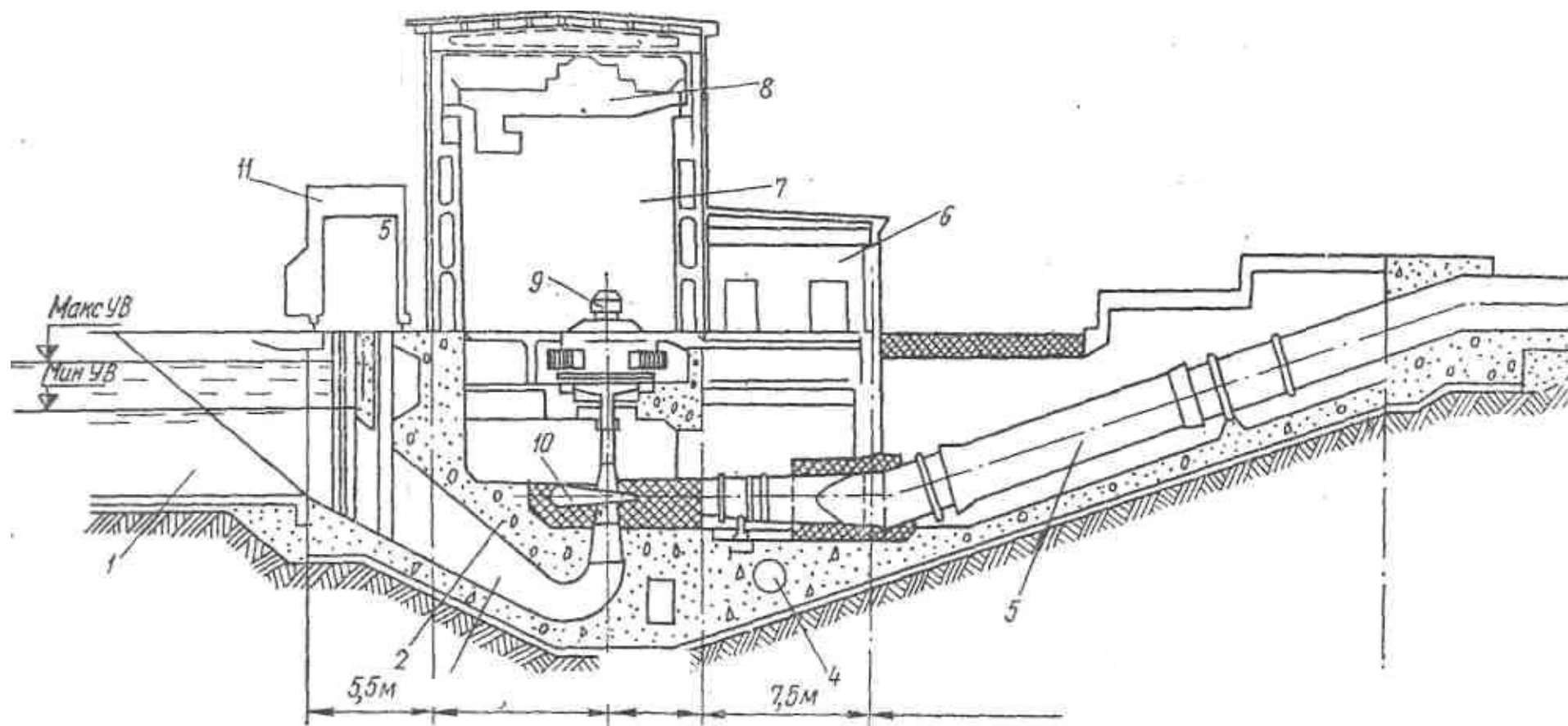


Рис. 2.24 – Здание насосной станции блочного типа

1 - аванкамера; 2 - подземный блок; 3 - всасывающая труба; 4 - дренажная патерна;
 5 - напорный трубопровод; 6 - помещение распределительного устройства; 7 - верхнее строение
 8 - мостовой кран; 9 - электродвигатель; 10 - центробежный насос типа В; 11 - козловый кран

Нестационарные насосные станции и установки приспособлены для быстрого перемещения с одной рабочей позиции на другую. Их применяют на небольших объектах (площадь орошения до 500 га) при сложных природных условиях или в качестве временных сооружений, когда строительство стационарных экономически не оправдано или сопряжено с большими техническими трудностями. Как правило, такие насосные станции и установки дешевле стационарных при строительстве, но дороже в эксплуатации.

Нестационарные насосные станции и установки делятся на: **плавучие** - при водозаборе из поверхностных водоисточников с неустойчивыми берегами, амплитудой колебания уровней воды более 5 м и подачей воды до 20 м³/с при напоре до 1,25 МПа; **поплавковые** - тоже с амплитудой колебания уровней воды более 4 м, при подаче до 500 л/с при любом напоре; **передвижные наземные** - при водозаборе из поверхностных водоисточников для орошения небольших участков (до 500 га) и для водоотлива из котлованов во время строительства (табл. 2.18); **фуникулерные** - при водозаборе из поверхностных источников с амплитудой колебания уровней воды, превышающей допустимую высоту всасывания насоса, рекомендуется применять для подачи воды до 500 л/с при любых напорах.

Таблица 2.18 – Техническая характеристика передвижных насосных станций

Марка насосной станции	Расход воды, л/с	Напор, МПа	Высота всасывания, м	Мощность кВт	Марка насоса
Прицепные дизельные					
СНП-500/10	545...705	0,11...0,057	2,5...1,5	95,4	ПГ-50
СНП-300/7	210...330	0,09...0,05	2,5	56,6	ОГ-5-30
СНП-240/30	160...340	0,28...0,18	3,0	95,4	14к-13
СНП-100/80	70...110	0,92...0,78	3,3	117,6	Д320-50
ДН-100/75	70...144	0,78...0,60	3,0	121	Д500-65
	60...95	1,13...0,95			
СНП-75/100	175...225	0,50...0,35	3,0	117,6	Специальный
СНП-50/80	50...140	0,45...0,25	3,5	66,2	8iM-9X2
	20...60	0,90...0,68			
СНП-50/40	30...50	0,45...0,50	5,0	39,6	Д320-50
СНП-25/60	25...43	0,72...0,45	45	29,4	К-90/85
Прицепные электрифицированные					
СНПЭ-500/10	517...659	0,106...0,65	2Д	НО	ПГ-50Б
СНПЭ-300/7	278...339	0,08...0,05	2,5	45	ОГ5-30-01
СНПЭ-120/30	90...160	0,32...0,23	3,0	55	9к-14

Следующим основным фактором при проектировании насосных станций является определение количества насосов и согласование их работы с графиками водоподдачи, высотой подъема воды и определение мощности насосно-силового оборудования.

В соответствии со СНиПом расчетная максимальная подача оросительной насосной станции определяется:

- при поверхностном поливе - максимальной ординатой укрупненного графика гидромодуля, умноженной на коэффициент форсировки;
- при дождевании - графиком полива с учетом количества одновременно работающих дождевальных машин и их характеристик;
- при подаче воды на рисовые системы - максимальной ординатой укрупненного графика водопотребления, умноженной на коэффициент запаса 1,1.

Количество рабочих агрегатов насосных станций определяется из условия лучшего покрытия графиков водопотребления.

В практике проектирования оросительных насосных станций количество основных агрегатов выбирают по максимальной и минимальной водоподачам. Для форсированной подачи и замены при аварии одного из насосов устанавливают дополнительный такой же агрегат или два на меньшую подачу, так называемые разменные агрегаты. Установка разменных агрегатов дает возможность сократить непроизводительные сбросы воды.

Возможен также выбор количества основных агрегатов по 2-м вариантам:

1. Форсированной подаче насосной станции.

2. Минимальной подаче насосной станции.

Количество основных агрегатов (насосов) определяют по формулам 2.79, 2.80:

- для первого случая $n = (Q_{\max}/Q_{\min}) + 1$ (2.79);

- для второго случая $n = Q_{\text{фор}}/Q_{\min}$, (2.80);

где $Q_{\text{фор}}$, Q_{\max} , Q_{\min} - форсированный, максимальный и минимальный расходы насосной станции.

Опытом проектирования насосных станций установлено: оптимальное количество насосов - 4...5, минимальное - 2...3, максимальное - 8.

Мощность насосно-силового оборудования насосной станции определяют по формуле 2.81:

$$N_d = \frac{\gamma \times Q \times H_p}{102 \eta_1 \times \eta_2} k, \quad (2.81)$$

где N_d - мощность на валу двигателя, кВт; γ - плотность воды, $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$; η_1 и η_2 - к.п.д. насоса и передачи, соответственно; k - коэффициент запаса (1,1...1,2), Q - расчётный расход воды, $\text{м}^3/\text{с}$; H_p - расчётный напор, м.

Следующим важным вопросом при проектировании насосных станций является учёт параметров **регулирующего резервуара (бассейна) или водохранилища**. С помощью регулирующего резервуара достигается согласованная работа водоподъёмной установки с режимом работы оросительной системы.

Регулирующие резервуары и водохранилища устраивают в виде прудов в верховьях балок или при их отсутствии устраивают резервуары в виде копани с устройством дамбы из вынутого грунта. Глубину резервуаров принимают - не менее 1,2...1,5 м с целью снижения потерь на испарение и фильтрацию. Дамбы резервуаров поднимают на 0,5...7 м выше зеркала воды. Объём водоприёмника (минимальный), если это искусственная ёмкость, определяется из условия 2-х часового запаса воды на полив в случае ремонта водоподъёмной установки или напорного водовода по формуле 2.82:

$$W = Q_{H.Cm.} \times t, \quad (2.82)$$

где - $Q_{H.Cm.}$ - максимальный расход насосной станции; t - продолжительность аварийной (или в период текущего ремонта) подачи воды, $t = 2 \text{ ч}$.

Расчётный напор насосов H_p определяется по формуле 2.83:

$$H_p = H_{г.ср} + h_d + h_m, \quad (2.83)$$

где $H_{г.ср}$ (м) - средневзвешенная геодезическая высота подъема воды, м определяется по формуле 2,84:

$$H_{г.ср} = \frac{\sum Q_i \times H_i \times t_i}{\sum Q_i \times t_i} \quad (2.84)$$

где (Q_i) и (H_i) расход и геодезическая высота подъема насосной станции по периодам работы по периодам работы (t_i), принимаемые по графикам водоподдачи и отметкам воды в верхнем и нижнем бьефах; h_d - потери напора по длине трубопровода, которые вычисляются по формуле 2.50 - $h_d = i \times l$, м (i - удельное сопротивление по длине трубопровода, м/км: предварительные потери воды по длине трубопроводов рекомендуется принимать в зависимости от расхода насосной станции: до 3 м³/с - $i = 4,0$, при расходе более 10 м³/с $i = 2,5 \dots 3,0$; h_m - местные потери напора принимают обычно равными 0,7...1,2 м при использовании осевых и 1...1,5 м - центробежных насосов.

При работе насосной станции на закрытую сеть необходимо обеспечить некоторый минимальный свободный напор H_d м для любого гидранта, при самых неблагоприятных сочетаниях работы дождевальных машин. Для этого гидранта и находят расчетный напор насоса по формуле 2.85:

$$H_p = H_g + H_{д.м} + h_{гидр}, \quad (2.85)$$

где $h_{гидр} = h_d + h_m$ - суммарные гидравлические потери в сети от водоемочника до гидранта.

Отметка верха всасывающего трубопровода (∇_{TP}^B) в месте водозабора должна быть ниже минимального уровня воды в источнике (ΔH_{min}) на 2 диаметра (D) всасывающего трубопровода и определяется по формуле 2.86:

$$\nabla_{TP}^B = \Delta H_{min} - 2D \quad (2.86)$$

Допустимая высота всасывания $H_{доп}$ (м) определяется по формуле 2.87:

$$H_{доп} = H_a - H_n - \Delta h_{доп} + \frac{V^2}{2g}, \quad (2.87)$$

где H_a - напор воды, соответствующий атмосферному давлению, м (при высоте водоемочника над уровнем моря 200...400 м $H_a = 10$ м); H_n - упругость паров жидкости, м (при температуре воды 20...30°C $H_n = 0,24 \dots 0,43$); $\Delta h_{доп}$ - допустимый кавитационный запас, который можно определить по формуле 2.88 С. С. Руднева:

$$\Delta h_{доп} = 10A \times \left(n \times \sqrt{Q_n / C_{кр}} \right)^{4/3}, \quad (2.88)$$

где $A = 1,1 \dots 1,5$ - коэффициент запаса (принимается 1,1); Q_n - подача насоса, м³/с; n - частота вращения насоса, мин⁻¹; $C_{кр}$ - постоянная зависящая от коэффициента быстроходности насоса η_s (при $\eta_s = 70 \dots 80$ - $C_{кр} = 800$; $\eta_s = 80 \dots 150$, $C_{кр} = 900 \dots 1000$). Коэффициент быстроходности определяется по формуле 2.89:

$$\eta_s = 3,65n \times \sqrt{Q/H}^{3/4}, \quad (2.89)$$

где Q - расход насоса, для насосов типа Д - $Q = \frac{Q_n}{2}$; H - напор насоса (для многоступенчатых на 1 ступень.

Отметку оси насоса определяем по формуле 2.90:

$$\Delta H_{\text{оси}} = \Delta H_{\text{мин}} + H_{\text{доп}} \quad (2.90)$$

Диаметр всасывающего трубопровода D насосов определяется по формуле 2.91:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_n}{\pi \times v}}, \quad (2.91)$$

где Q_n - расход одного насоса; v - скорость воды в насосе $v = 1$ м/с.

Напорные трубопроводы предназначены для подачи воды от насосной станции до водовыпускных сооружений или до мест отбора воды. На мелиоративных насосных станциях они могут быть проложены из асбестоцементных, железобетонных и стальных труб диаметром от 100 до 1600 мм, рассчитанных на давление до 1,5 МПа.

Диаметр напорных трубопроводов по определяется по формуле 2.92:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_m}{\pi v}}, \quad (2.92)$$

где Q_m - расход воды по одному трубопроводу; v - экономическая скорость воды в трубопроводе $v \approx 1,2-1,5$ м/с.

Высота здания насосной станции, которая состоит из высоты верхнего строения и глубины подземной части, которая определяется по формуле 2.93:

$$H_{\text{подз}} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5, \quad (2.93)$$

где h_1 - разность расчетных уровне воды в источнике, м; h_2 - превышение пристанционной площадки над максимальным уровнем воды в источнике (0,6 м); h_3 - расстояние от минимального уровня воды ниже бьефа до оси рабочего насоса, м; h_4 - толщина плиты пола станции (0,25 м); h_5 - высота от оси агрегата до плиты фундамента, (~1,2м).

Высоту верхнего строения здания $H_{\text{верх}}$ станции принимают исходя из условий возможности удобной погрузки оборудования на транспортную площадку.

Пример решения задачи

Задание. Установить тип, местоположение насосной станции, конструкцию, количество и мощность ее агрегатов, параметры напорного водовода и регулирующего бассейна.

Исходные данные. Орошаемый массив площадью 8400 га расположен на надпойменной террасе, орошается из реки дождевальными машинами, работающими из открытой сети. Уровень воды в реке за поливной период изменяется от 26,50 до 21,60 м. Требуемые расходы по периодам колеблются от 4,2 до 1,0 м³/с. Напорный бассейн находится на расстоянии 1,8 км от насосной станции. Горизонты воды в напорном бассейне в зависимости от расходов изменяются от 46,84 м до 45,60 м. Необходимые данные об: отметках уровня воды в источнике и в напорном бассейне; расходах воды по периодам; количестве дней в периоде t_i приведены в табл. 2.19.

Решение. Результаты расчёта необходимого напора и произведений $Q_i \times t_i$ и $Q_i \times H_i \times t_i$ приведены в табл. 2.19.

На основании данных табл. 2.19 по формуле 2.84 определяем средневзвешенную геодезическую высоту подъема воды:

$$H_{m.c.p} = \frac{\sum Q_i \times H_i \times t_i}{\sum Q_i \times t_i} = \frac{8415}{382,2} = 22,02 \text{ м.}$$

По исходным данным определяем требуемое количество рабочих насосов по зависимости 2.80:

$$n = Q_{\text{фор}}/Q_{\text{min}} = 4,2 : 1,1 = 3,8 \text{ шт.}$$

Принимаем четыре насосных агрегата с расходами $1,05 \text{ м}^3/\text{с}$ каждый.

Устанавливаем требуемый напор основных насосов H_p исходя из зависимости 2.83:

$$H_p = H_{г.ср} + h_d + h_m,$$

где $H_{г.ср}$ - средневзвешенная геодезическая высота подъема воды, м (расчет приведен в табл. 2.18); h_d - потери напора по длине трубопровода, которые вычисляются по формуле 2.50 $h_d = i \times l$, м (i - удельное сопротивление по длине трубопровода. В данном примере при $Q = 4,2 \text{ м}^3/\text{с}$, принимаем $i = 3,5 \text{ м/км}$; l - длина трубопровода, км, согласно исходным данным $l = 1,8 \text{ км}$); h_m - местные потери принимаем $h_m = 1,2 \text{ м}$. Тогда расчетный напор по формуле 2.83 будет равен:

$$H_p = 22,02 + 1,8 \times 3,5 + 1,2 = 29,52 \text{ м} \approx 0,3 \text{ МПа.}$$

По расчетному расходу ($Q_n = 1,05 \text{ м}^3/\text{с}$) и напору ($H_p = 0,3 \text{ МПа}$) по каталогу подбираем марку насоса и техническую характеристику насосной станции, которые приведены в табл. 2.20.

Выбор места расположений и типа насосной станции. Так как площадь массива сравнительно небольшая (8400 га), а уклоны позволяют производить полив самотеком с одного магистрального канала, то принимаем первую схему размещения насосных станций (рис. 2.21,а). Уровень воды в водоисточнике за поливной период колеблется в больших пределах (около 5 м), поэтому принимаем камерный тип здания насосной станции рис.2.23.

Здание насосной станции такого типа строится ниже уровня земли пристанционной площадки. Основные насосы располагаются ниже допускаемой высоты всасывания.

Исходя из условия, что расход воды одного насоса составляет $Q_n = 1,05 \text{ м}^3/\text{с}$, определяем диаметр всасывающего трубопровода D , приняв при этом, что скорость воды в нем будет $v = 1,0 \text{ м/с}$ по формуле 2.91:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_n}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,05}{3,14 \cdot 1,0}} = 1,156 \text{ м.}$$

Принимаем $D = 1,2 \text{ м}$.

Верх всасывающего трубопровода в месте водозабора должен быть на $2D$ ниже минимального уровня воды в источнике (по табл. 2.18 - $\Delta H_{\text{min}} 21,6 \text{ м}$), т.е. по формуле 2.86:

$$\nabla_{BC.TP}^B = \Delta H_{\text{min}} - 2D = 21,60 - 2 \times 1,2 = 19,20 \text{ м.}$$

Таблица 2.19 – Определение средневзвешенной геодезической высоты подъема воды

Период работы	Кол-во дней в периоде t_i	Отметка уровня воды в источнике, м	Отметка уровня воды в напорном бассейне, м	Напор H_i , м	Расход Q_i , м ³ /с	$Q_i \times t_i$	$Q_i \times H_i \times t_i$
01.05-10.05	10	26,50	46,70	20,20	3,1	31,0	626
11.05-20.05	10	26,20	46,70	20,50	3,1	31,0	636
21.05-31.05	11	26,10	46,70	20,60	3,1	34,1	703
01.06-10.06	10	25,90	46,84	20,94	4,2	42,0	880
11.06-20.06	10	25,40	46,84	21,44	4,2	42,0	900
21.06-30.06	10	25,00	46,84	21,84	4,2	42,0	917
01.07-10.07	10	24,70	46,84	22,14	2,2	22,0	487
11.07-20.07	10	23,80	46,84	23,04	3,1	31,0	688
21.07-31.07	11	23,80	46,70	22,90	3,1	34,1	781
01.08-10.08	10	22,30	46,70	24,40	3,1	31,0	756
11.08-20.08	10	22,00	46,70	24,70	3,1	31,0	766
21.08-31.08	11	21,60	46,60	25,00	1,0	11,0	275
Итого						382,2	8415

Таблица 2.20 – Техническая характеристика стационарной насосной станции для открытой оросительной системы

Компоновка здания			Основные параметры насосной станции				
Габариты здания в плане, м	Высота здания, м	Количество агрегатов, шт.	Марка насоса	Частота вращения мин. ⁻¹	Производительность, л/с	Напор, МПа	Установленная мощность, кВт
9 x 30	9,2	4	Д3200-55	730	2224-4400	0,60-0,34	2520

Определяем допустимую высоту всасывания $H_{\text{доп}}$, м, по формуле 2.87:

$$H_{\text{доп}} = H_a - H_{\text{п}} - \Delta h_{\text{доп}} + \frac{V^2}{2g},$$

где H_a - напор воды, соответствующий атмосферному давлению, м (при высоте водоисточника над уровнем моря 200...400 м $H_a=10$ м); $H_{\text{п}}$ - упругость паров жидкости, м (при температуре воды 20...30°С $H_{\text{п}}=0,3$); $\Delta h_{\text{доп}}$ - допустимый кавитационный запас, который можно определить по формуле 2.88 С. С. Руднева:

$$\Delta h_{\text{доп}} = 10A \times \left(n \cdot \sqrt{Q_H} : C_{\text{кр}} \right)^{3/4},$$

где A - коэффициент запаса (принимается 1,1); Q_H - подача насоса, м³/с (1,05 м³/с); n - частота вращения насоса, мин⁻¹; $C_{\text{кр}}$ - постоянная зависящая от коэффициента быстроходности насоса η_s . Коэффициент быстроходности η_s определяется по формуле 2.89 В этой формуле Q - расход насоса, для насосов типа Д - $Q = \frac{Q_n}{2}$; H - напор насоса (для многоступенчатых на 1 ступень). Для расчет-

ного случая: $\eta_s = 3,65 \cdot n \times \sqrt{\frac{Q}{2}} : H^{3/4} = 3,65 \times 730 \times \sqrt{\frac{1,05}{2}} : 30^{3/4} = 150,6$. Тогда $C_{\text{кр}}=1000$, а

$$\Delta h_{\text{доп}} = 10A \times \left(n \cdot \sqrt{Q_H} : C_{\text{кр}} \right)^{3/4} = 10 \cdot 1,1 \times \left(730 \cdot \sqrt{1,05} : 1000 \right)^{3/4} = 8,85 \text{ м.}$$

Определяем допустимую высоту всасывания:

$$H_{\text{доп}} = H_a - H_{\text{п}} - \Delta h_{\text{доп}} + \frac{V^2}{2g} = 10,0 - 0,3 - 8,85 + \frac{1,0^2}{2 \cdot 9,81} = 0,9 \text{ м}$$

и отметку оси насоса:

$$\Delta H_{\text{оси}} = \Delta H_{\text{мин}} + H_{\text{доп}} = 21,6 + 0,9 = 22,5 \text{ м.}$$

Устанавливаем высоту здания насосной станции, которая состоит из высоты верхнего строения и глубины подземной части по формуле 2.93:

$$H_{\text{подз}} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5,$$

где h_1 - разность расчетных уровней воды в источнике - по табл. 2.18 $h_1 = 4,9 \text{ м}$; h_2 - превышение пристанционной площадки над максимальным уровнем воды в источнике (0,6 м); h_3 - расстояние от минимального уровня воды ниже бьефа до оси рабочего насоса (- 0,9 м); h_4 - толщина плиты пола станции (0,25 м); h_5 - высота от оси агрегата до плиты фундамента (1,2 м).

$$H_{\text{подз}} = 4,9 + 0,60 - 0,90 + 0,25 + 1,20 = 6,05 \text{ м}$$

Высоту верхнего строения здания станции ($H_{\text{надз}}$) принимают исходя из условий возможности удобной погрузки оборудования на транспортную площадку. Принимаем 4,80 м. Общая высота здания: $H_{\text{общ}} = H_{\text{надз}} + H_{\text{подз}} = 6,35 + 4,8 = 11,15 \text{ м}$

Подземная часть здания должна быть выполнена из монолитного или сборного железобетона, верхнее строение - каркасно-панельное из сборных железобетонных элементов.

Вода от насосной станции до напорного бассейна подается по трубопроводам. При расчетном напоре 0,30 МПа можно применять асбестоцементные или железобетонные трубопроводы. Принимаем, что напорный водовод состоит из 2 нитей. Расход каждой нити будет равен $Q_{\text{т}} = Q_{\text{р}}/2 = 4,2 / 2 = 2,1 \text{ м}^3/\text{с}$. Рабочую скорость в трубопроводах назначаем 1,5 м/с. Из этих условий определяем диаметр напорных трубопроводов по зависимости 2.92:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_{\text{м}}}{\pi \times v}} = \sqrt{\frac{4 \times 2,1}{3,14 \times 1,5}} = 1,33 \text{ м.}$$

Вычисленный диаметр больше максимального диаметра стандартных асбестоцементных труб, поэтому принимаем железобетонные трубы диаметром 1,4 м.

Водоприемником служит искусственная емкость. Объем ее устанавливаем из расчета 2-х часового запаса воды для полива в случае ремонта водоподъемной установки или напорного водовода по формуле 2.82:

$$W = Q_{\text{н.с}} \times t = 4,2 \times 2 \times 3600 = 30240 \text{ м}^3.$$

Глубину воды в резервуаре принимаем 3...4 м, тогда площадь резервуара составит $F = 30240/4 = 8000 \text{ м}^2$, принимаем размеры сторон при квадратной площади $A \times B = 90 \times 90 \text{ м}$, уточняем площадь ($F - 8100 \text{ м}^2$).

Глубина воды: $H_{\text{рез}} = 30240/8100 = 3,75 \text{ м.}$

Вычерчиваем схему и производим увязку узлов сооружений оросительной насосной станции в вертикальной плоскости (рис. 2.25).

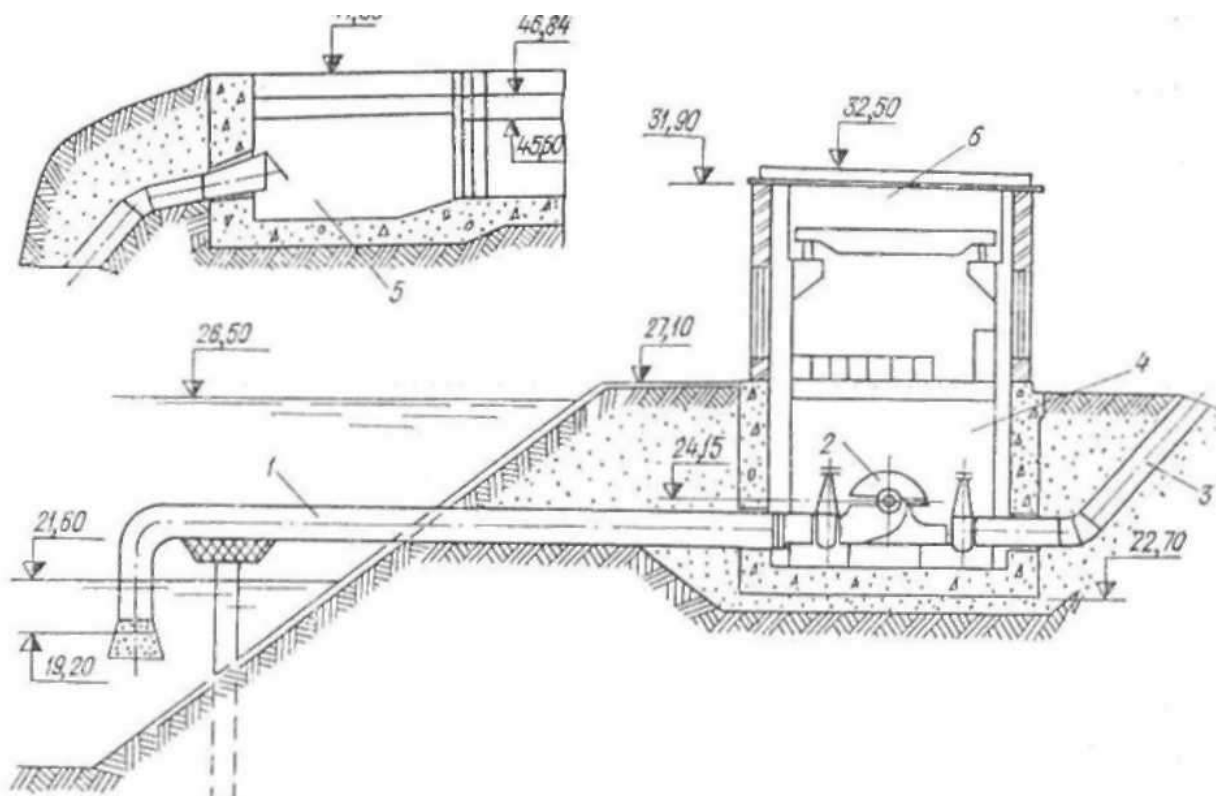


Рис. 2.25 – Схема узлов сооружений головной НС и увязка в вертикальной плоскости

*1 - всасывающий трубопровод; 2 - насос; 3 - напорный водовод;
4 - подземная часть НС; 5 - напорный бассейн; 6 - надземная часть НС*

С.М. 1.3 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВИДЫ МЕЛИОРАЦИЙ. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ ГИДРОМЕЛИОРАЦИЯХ

Рабочая программа

Практические занятия в соответствии с содержательным модулем 1.3 содержат материалы по защите почвы от эрозии с применением противоэрозионных гидромелиоративных мероприятий, в том числе тем:

- расчет обвалования для предотвращения подтопления земель в пойме реки;
- расчет водозадерживающего вала для предотвращения роста оврагов и оползней.

Методические указания

На практических занятиях студенты изучают основные теоретические положения, математические зависимости, нормативные данные, графический материал, которые необходимы для выполнения практических расчетов и контрольной работы. Рассматриваются примеры решения задач: расчет обвалования для предотвращения подтопления земель в пойме реки; расчет водозадерживающего вала для предотвращения роста оврагов и оползней.

9.1 РАСЧЁТ ОБВАЛОВНИИ ДЛЯ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ ПОДТОПЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬ В ПОЙМЕ РЕКИ

Теоретические положения

Мелиорация заболоченных пойм, защита земель от подтопления и затопления обеспечивает возможность их эффективного использования.

Поймой называется пониженная часть речной долины или низменности, которая периодически затапливается весенними паводками или летними ливневыми дождями,

Для всех пойменных земель в одинаковой степени присущи повышенная степень увлажнения, значительное содержание в почве питательных веществ, большие возможности для искусственного увлажнения сельскохозяйственных культур в засушливые периоды.

Основными причинами заболачивания и переувлажнения пойменных земель являются продолжительное и неоднократное затопление в течение года паводковыми водами и высокое положение грунтовых вод в после-паводковый период ввиду малой пропускной способности рек в естественном состоянии.

Избыточное увлажнение пойм вызывается не только естественным неблагоприятным режимом реки, но и водоподпорными сооружениями на реке: судоходными шлюзами, плотинами гидроэлектростанций, мостами.

Поймы малых и средних рек - весьма ценные плодородные земли, пригодные для возделывания сельскохозяйственных культур. Для интенсивного использования их в сельском хозяйстве на них необходимо провести **комплекс мелиоративных работ**.

В общем виде в комплекс мелиоративных мероприятий при освоении пойменных земель входят: аккумуляция стока на водосборе, регулирование рек-водоприемников, осушение и увлажнение пойменных земель, **обвалование пойм** и механическая откачка воды с обвалованных территорий, повышение поверхности низменности. Важной задачей мелиорации пойм является регулирование стока воды, поступающей с окружающего водосбора. Вода, стекающая с распаханых склонов водосбора и несущая в своем потоке взвешенные частицы плодородного ила, должна быть задержана или равномерно распределена по пойме с целью осаждения ила.

Вода, стекающая с лесных массивов, не содержит ила, ее следует задерживать у подножия склонов и не допускать для затопления поймы. Эта вода сбрасывается в реку перехватывающим нагорным каналом.

Наиболее эффективный способ мелиорации пойм состоит в устройстве открытой или закрытой осушительно-увлажнительной сети, позволяющей регулировать водный и воздушный режимы почвы в течение летне-осеннего периода после освобождения поймы от весенних паводковых вод.

Вследствие разнообразия природных и климатических условий пойм предложить универсальную схему осушения и освоения пойменных земель не представляется возможным. **Проект осушения каждой поймы индивидуален** и составляется в комплексе с учетом всех природно-климатических факторов, технических возможностей на основе технико-экономических показателей и целесообразности принятого решения.

Для сельскохозяйственного освоения пойм в комплекс гидромелиоративных мероприятий включаются **защитные дамбы**, ограждающие осушаемую территорию от затопления паводковыми водами; **сеть нагорных и ловчих каналов**, ограждающих пойменные земли от притока вод с внешнего водосбора; открытая и закрытая осушительно-увлажнительная сеть на обвалованной территории; насосные станции, обеспечивающие отвод воды с осушаемой территории в периоды паводков (рис. 3.1).

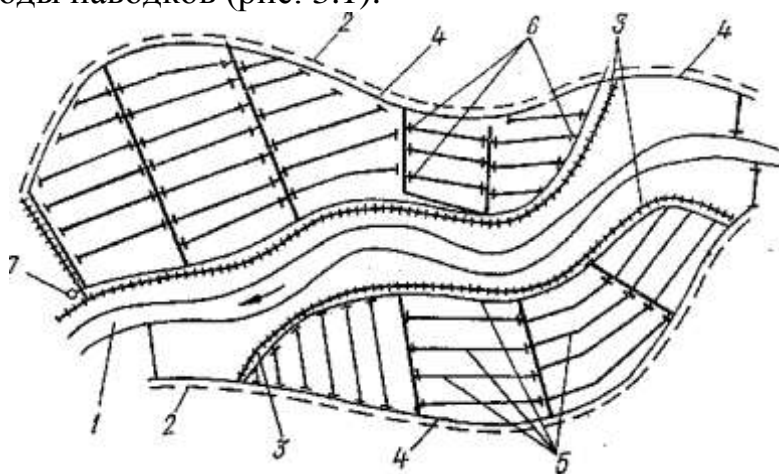


Рис. 3.1 – Схема комплексной мелиорации поймы

1 - река; 2 - граница поймы; 3 - оградительные дамбы; 4 - нагорные каналы;
5 - осушительно-увлажнительные каналы; 6 - шлюзы-регуляторы;
7 - насосная станция

Такие комплексные мелиорации запроектированы в поймах рек Ирпень и Трубеш в Украине, р. Припять с ее многочисленными притоками в Полесской низменности Белоруссии и Украины; в поймах рек Дубна, Яхрома, Нерусса, Северная Двина Нечерноземной зоны России.

Таким образом, **обвалование** земель является эффективным элементом защиты пойменных земель.

Обвалованием называется устройство **дамб (валов)** для ограждения от затопления территорий с ценными сельскохозяйственными угодьями, населенными пунктами, различными коммуникациями.

Обвалование является одним из способов регулирования водоприемников. Обвалование целесообразно применять на широких поймах (от 3 км и более), только в таких случаях затраты на устройство дамб, насосных станций, гидротехнических сооружений, осушительных систем будут экономически оправданы.

При решении вопроса об обваловании пойм рек необходимо учитывать, что обвалование уменьшает регулирующую емкость долины, вследствие чего увеличиваются скорости движения воды, а, следовательно, размывающая ак-

тивность русла реки в пределах обвалованных участков; ниже обвалованных участков реки увеличиваются расходы и повышаются уровни воды во время половодий и паводков; ухудшаются условия отвода воды с обвалованной территории, что нарушает пищевой и водно-воздушный режим пойменных земель. То есть, необходимо учитывать влияние на окружающую среду устройство дамб (валов).

Защитные дамбы могут быть **незатопляемыми** и **затопляемыми**. Необходимость устройства незатопляемых или затопляемых дамб в каждом отдельном случае следует обосновать хозяйственным технико-экономическим расчетом.

Незатопляемые дамбы устраивают для постоянного ограждения территорий, на которых размещены населенные пункты, промышленные предприятия и другие объекты, не допускающие затопления. Незатопляемые дамбы применяются также для защиты сельскохозяйственных угодий в поймах рек, у которых максимум высоких вод приходится на лето или осень, когда затопление этих угодий недопустимо.

Ширина гребня незатопляемых дамб - не менее 3...6 м, по ним можно устраивать проезд (рис. 3.2). Превышение гребня дамб над уровнем самых высоких вод должно быть не меньше 0,6 м. Кроме этого, необходимо учитывать и высоту наката воды. За дамбами устраивают фильтрационные каналы, задачи которых понижать уровни грунтовых вод с внутренних сторон дамб.

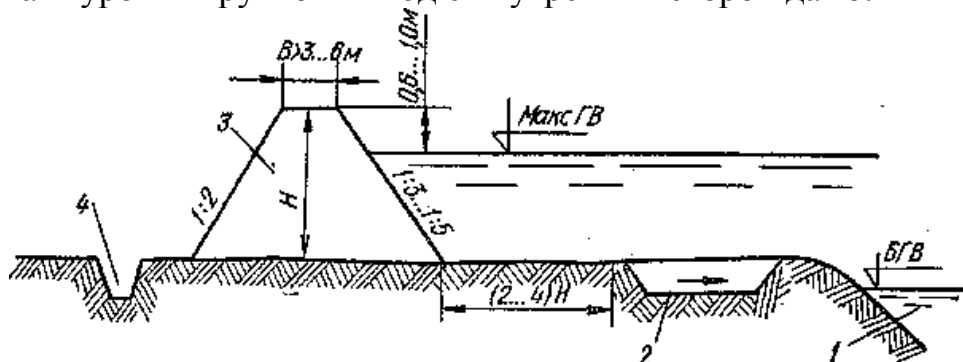


Рис. 3.2 – Поперечное сечение незатопляемых дамб:

1 - русло реки; 2 - резерв разработки грунта для насыпки дамбы;

3 - не-затопляемая дамба; 4 - дренажный канал;

БГВ - бытовой горизонт воды; Макс. ГВ - максимальный горизонт воды

Высоту дамб определяем по формуле 3.1:

$$H = T + \Delta h, \quad (3.1)$$

где Δh - конструктивный запас от максимального уровня воды до гребня дамбы, принимаем 0,6 - 1,0 м; T - глубина воды между дамбами, м определяется по формуле (3.2):

$$T = t \times \sqrt[3]{\left(\frac{b}{B}\right)^2} \quad \dots\dots\dots(3.2)$$

где t - средняя глубина затопления поймы до обновления, м; b - ширина поймы, м; B - расстояние между дамбами, м.

После устройства дамб (обвалования) средняя скорость v течения воды на пойме возрастает до v_1 и определяется по формуле 3.3:

$$v_1 = v \frac{b \times t}{B \times T}, \text{ м/с}, \quad (3.3)$$

где B - расстояние между дамбами, м; b - ширина разлива на пойме, м; t - средняя глубина затопления поймы, м; T - глубина воды между дамбами, м; v - средняя скорость течения воды на пойме, определяется по формуле 3.4:

$$v = \frac{Q}{b \times t} \quad (3.4)$$

где Q - максимальный расход весеннего половодья реки 10 % - й обеспеченности.

Затопляемые дамбы (рис. 3.3) применяют для защиты пойменных земель от затопления в периоды летне-осенних паводков при менее высоких уровнях воды в реке.

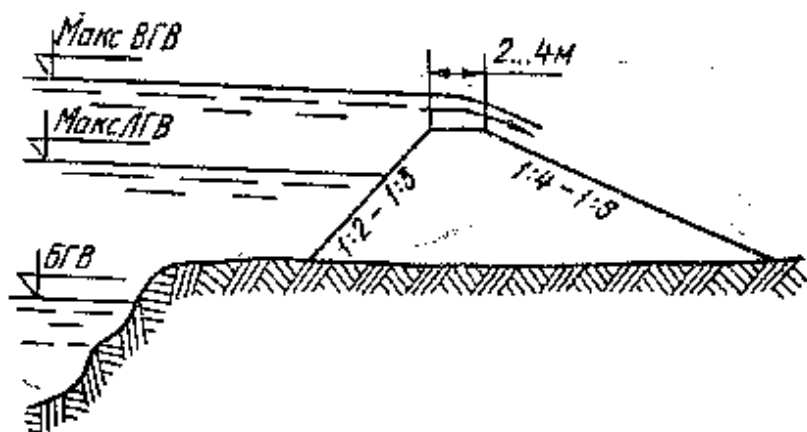


Рис. 3.3 – Поперечное сечение затопляемых дамб

БГВ - бытовой горизонт воды; Макс. ВГВ - максимальный весенний горизонт воды; Макс. ЛГВ - максимальный летний горизонт воды

В периоды весенних более высоких паводков допускается временное затопление территорий с посевом многолетних трав и более поздних пропашных культур для увлажнения пойм и отложения на них илистых наносов. Через затопляемые дамбы высокие весенние воды переливаются, поэтому откосы дамбы должны быть укреплены посеянными травами или высаженными кустарниками и деревьями. Затопляемые дамбы обычно не имеют проезда по гребню; ширина их по верху - 2...4 м.

Размеры затопляемых и незатопляемых дамб при напорах воды до 3 м принимаются конструктивно; при напорах свыше 3 м должны рассчитываться как плотины IV класса высотой до 15 м с переменным напором. Между дамбой и берегом оставляется полоса шириной не менее 10 м; из нее берут резервы земли при насыпке дамб. Резервы делают глубиной от 0,6...0,8 м вблизи дамбы и до 2,5 м в отдалении от нее. Дно резерва должно иметь уклон 0,02 по направлению к руслу. Расстояние между дамбой и началом резерва должно быть не менее $2H$ при прочных песчаных или глинистых грунтах и не менее $4H$ при

слабых и торфяных грунтах (H - высота дамбы). Резервы со временем будут занесены речными наносами.

Для предотвращения резкого перелива через гребень затопляемых дамб весенних паводковых вод в них устраивают водопропускные отверстия, имеющие порог на отметке максимального расчетного уровня летних и осенних паводков. При подъеме горизонта воды весной выше порогов этих отверстий вода будет постепенно затоплять огражденную часть поймы. Когда уровень воды в реке достигнет гребня затопляемых дамб, уровни воды по обе стороны дамбы сравняются.

Кроме отверстий, предназначенных для впуска воды на обвалованную территорию, в затопляемых и незатопляемых дамбах устраивают шлюзы для сброса паводковых и поверхностных вод с обвалованной территории в периоды низкого стояния уровня воды в реке-водоприемнике.

Водопропускные отверстия в дамбах делают в виде труб, проходящих через тело дамбы, или в виде открытых шлюзов со щитовыми или шандорными затворами.

Водовпускные шлюзы устраивают на повышенных участках рельефа, а водосбросные - в наиболее низких точках обвалованной территории, обычно в нижнем конце проводящих осушительных каналов, подходящих к дамбам.

Размеры отверстий в дамбах определяют гидравлическим расчетом в зависимости от количества воды, отводимой осушительной сетью, а также от расчетного времени затопления и освобождения от воды обвалованной территории.

Основные защитные дамбы возводят вдоль русла реки на одинаковом расстоянии от него (при двустороннем обваловании). **Расстояние между дамбами проверяют гидравлическим расчетом** на пропуск по руслу и по полосе поймы между дамбами максимального расчетного расхода весенних паводковых вод при принятой высоте дамб. Величину удаления дамб от береговой кромки и их высоту определяют технико-экономическими расчетами.

При ограждении от затопления больших площадей кроме продольных дамб вдоль русла реки устраивают **поперечные дамбы**, которые проходят от продольной дамбы до коренного берега поймы. **Поперечные дамбы** обычно **ограждают наиболее ценные участки сельскохозяйственных угодий**, культурных пастбищ, комплексы летних животноводческих ферм и др., чтобы они не затапливались в случаях возможных прорывов продольных дамб.

Мероприятия по борьбе с подтоплением земель во многих странах мира и на реках СНГ актуально в связи с наличием построенных и строительством большого количества водохранилищ, с помощью которых регулируется сток и наиболее целесообразно используются водные ресурсы для гидроэнергетики, судоходства, мелиорации земель, рыбозаплоднения и др. В каскады водохранилищ превращены реки Волга, Кама, Днепр, Свирь, Сырдарья и многие другие реки.

Вследствие значительного подъема уровня воды в водохранилищах в их прибрежной зоне происходит подъем грунтовых вод, которые во многих случаях подходят близко к дневной поверхности почвы, а в пониженных местах выходят на поверхность - происходит подтопление территории. В результате этого в прибрежной территории водохранилищ часто наблюдается избыточное ув-

лажнение земель. При проектировании и строительстве водохранилищ необходимо предусматривать и осуществлять специальные мероприятия по борьбе с **подтоплением и мелководным затоплением**.

Борьба с подтоплением обеспечивается методами ликвидации подтоплений, которые зависят от площади подтопления, гидрологических условий, горизонтов воды в водохранилище и требований к понижению уровней грунтовых вод. Чтобы предотвратить повышение уровня грунтовых вод при подъеме уровня воды в водохранилище, вдоль его берега устраивают ловчие дрены, которые в этом случае называют береговыми. При расчете горизонтальных береговых дрен определяют: 1) целесообразное расстояние дрены от уреза воды в водохранилище; 2) глубину заложения дрен; 3) расходы дренажных вод и размеры дрен.

Плановое положение дрен и глубину заложения их определяют ' подбором с учетом экономических соображений. Так как устройство берегового дренажа почти всегда связано с механической откачкой дренажных вод в водохранилище при помощи насосных станций, что существенно повышает эксплуатационные затраты, то при проектировании стремятся, по возможности снизить величину фильтрационного расхода. Этого можно достичь путем увеличения расстояний между дренаем и урезом воды в водохранилище уменьшением глубины заложения дрены T (рис. 3.4).

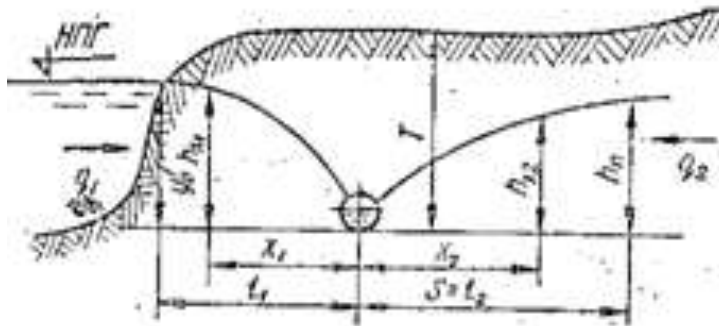


Рис. 3.4 – Схема к расчету берегового дренажа

Оптимальным расстоянием l_1 принимается такое, при котором получаются относительно небольшие дренажные расходы. Так, например, в легких суглинках эти расстояния могут составлять 200... 300 м, а в тяжелых супесях - 400...500 м. Если берега водохранилища сложены средними и тяжелыми суглинками или глинами, подтопление обычно не наблюдается. Глубину заложения дрен принимают наименьшей, при которой обеспечивается необходимое снижение уровней грунтовых вод. Положение уровней грунтовых вод при различных глубинах заложения дрен определяется по формулам 3.5, 3.6 рис. 3.4:

$$h_{x1} = \sqrt{\frac{x_1 \times ((y_0^2 - h_0^2) + h_0^2)}{l_1}}; \quad (3.5)$$

$$h_{x1} = \sqrt{\frac{x_2 \times ((h_n^2 - h_0^2) + h_0^2)}{l_2}} \quad (3.6)$$

Установив плановое положение дрены и глубину ее заложения, определяют удельный приток к дрене q с обеих сторон по формуле 3.7:

$$q = q_1 + q_2 = \frac{y_0^2 - h_0^2}{2l_1} \times B + k \times \frac{h_n^2 - h_0^2}{2l_2} = \frac{k \times B}{2} \left(\frac{y_0^2 - h_0^2}{l_1} + \frac{h_n^2 - h_0^2}{l_2} \right) \quad (3.7)$$

где q_1 - удельный приток со стороны водохранилища, м³/с на 1 км;
 q_2 - удельный приток с прилегающих земель, м³/с на 1 км; B - коэффициент viscosity дренажа.

Полный расход береговой дрены при длине ее L равен $Q = q \times L$. Зная расход дрены Q и установив уклон ее i , подбирают диаметры. Береговой дренаж обычно устраивают из гончарных труб диаметром не менее 75 мм.

Воды притоков и тальвегов, впадающих в водохранилище с прилегающих склонов, следует перехватывать нагорными каналами или ловчими дренами. Эти воды могут быть использованы для увлажнительных и удобрительных целей.

Одним из простейших методов борьбы с **мелководным затоплением** на всех участках, где такое затопление по условиям рельефа возможно, водохранилище ограждают **незатопляемыми дамбами**. Их располагают по линии, где глубина затопления при нормальном подпортом горизонте воды в водохранилище не превышает одного метра. **Высоту** этих дамб принимают не более 1,5...2,0 м (рис. 3.5).

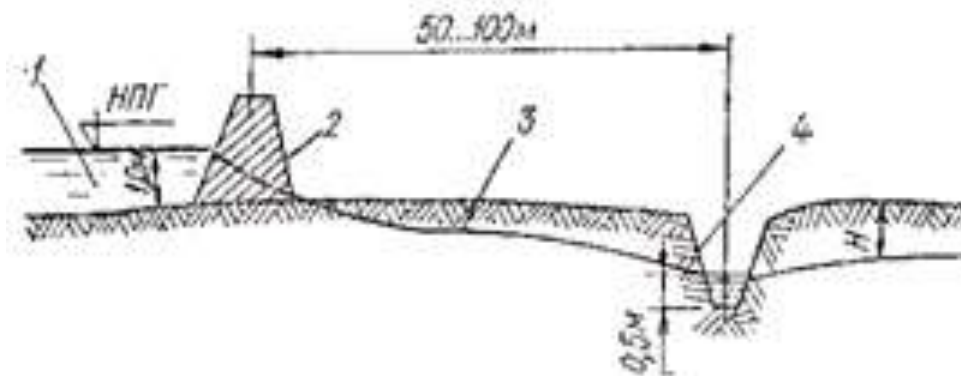


Рис. 3.5 – Схема ограждения территории от мелководного затопления
 1 - водохранилище; 2 - оградительная дамба; 3 - уровень грунтовых вод;
 4 - ловчий канал; Н - норма осушения

Пример решения задачи

Задание. Изучить порядок рассмотрения технического проекта дамб обвалования пойменных земель. Выполнить расчёт высоты дамб, прогнозируемой скорости течения воды на пойме на размыв дамб.

Исходные данные. Максимальный расход весеннего половодья реки 10 %-й обеспеченности $Q=750$ м³/с. Ширина разлива $b=2700$ м при средней глубине затопления поймы $t=0,7$ м (рис. 3.6).

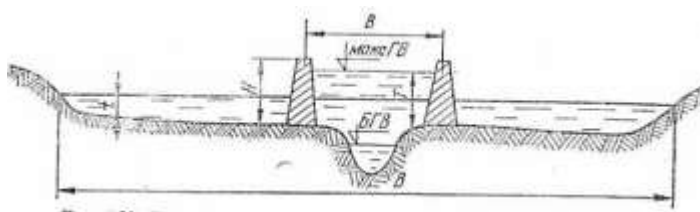


Рис. 3.6 – Расчетная схема для определения высоты дамб

Решение. Технический проект рассматривается в следующем порядке:

1. Наименование объекта обвалования, название реки; ее характеристика; меженные и низколетние расходы, ширина и глубина русла, извилистость, устойчивость берегов и т.д.
2. Краткая характеристика поймы: ширина, рельеф почвы, использование поймы до обвалования.
3. Режим максимальных весенних и высоких вегетационных паводков, высота заполнения поймы, обоснование необходимости обвалования пойменных земель в целях сельскохозяйственного использования.
4. Намеченные мероприятия по мелиорации пойменных земель, выбор типа защитных дамб обвалования.
5. Определение расчетных расходов и принятая обеспеченность расходов и горизонтов воды в реке.
6. Обоснование потребности осушения и орошения обвалованной площади.
7. Расположение дамб и их основные параметры: расстояние между дамбами, высота и конструкция дамб, сооружения.
8. Укрупненные показатели объемов строительных работ и стоимость строительства дамб обвалования и осушительно-оросительной системы.

Рассмотрим принципы определения расстояния между дамбами и их высоты. Расстояние между дамбами и их высота взаимозависимы. Чем больше расстояние между дамбами, тем меньшая требуется их высота. При этом стоимость строительства дамб будет меньшей, но большие площади будут выпадать из сельскохозяйственного использования. Следует принимать такое расстояние между дамбами, при котором чистый доход с обвалованной территории, за вычетом расходов на строительство и содержание дамб и убытков от затопления пойм на участке между дамбами, будет наибольшей. Вначале назначаем расстояние между дамбами, а затем определяем требуемую высоту, прогнозируемую скорость течения воды после обвалования.

Расстояние между дамбами B принимаем 300 м. Глубину воды между дамбами определяем по формуле 3.2:

$$T = t \times \sqrt[3]{\left(\frac{b}{B}\right)^2},$$

где T - глубина воды между дамбами, м; t - средняя глубина затопления поймы до обновления, 0,7 м; b - ширина поймы, 2700 м; B - расстояние между дамбами, 300 м.

$$T = 0,7 \times \sqrt[3]{\left(\frac{2700}{300}\right)^2} = 3,03 \text{ м.}$$

Высоту дамб определяем по формуле (3.1):

$$H = T + \Delta h,$$

где Δh - конструктивный запас от максимального уровня воды до гребня дамбы, принимаем 0,65 м.

$$H = 3,03 + 0,65 = 3,68 \text{ м.}$$

Принимаем высоту дамб $H = 3,7$ м.

До устройства дамб средняя скорость течения воды на пойме определяется по формуле 3.4:

$$v = \frac{Q}{b \times t} = \frac{750}{2700 \times 0,7} = 0,4 \text{ м/с.}$$

На обвалованном участке скорость течения возрастает до v_1 , определяемой по формуле 3.3:

$$v_1 = v \times \frac{b \times t}{B \times T} = 0,4 \times \frac{2700 \times 0,7}{300 \times 3,03} = 0,82 \text{ м/с.}$$

Эта скорость не превышает допустимую для суглинистых грунтов, и размыва дамб не будет.

9.2 РАСЧЁТ ВОДОЗАДЕРЖИВАЮЩЕГО ВАЛА ДЛЯ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ РОСТА ОВРАГОВ И ОПОЛЗНЕЙ

Теоретические положения

Для защиты почвы от эрозии применяются следующие противоэрозионные мероприятия: организационно-хозяйственные, агромелиоративные, лесомелиоративные и гидромелиоративные [1].

Гидромелиоративные противоэрозионные мероприятия предусматривают использование гидротехнических сооружений, предназначенных для регулирования поверхностного стока и закрепления овражно-балочных систем, а также производство работ, связанных с мелиорацией разрушенных эрозией земель и освоением крутых склонов (засыпка промоин и оврагов, выполаживание откосов оврагов, планировка склонов, террасирование и др.).

В зависимости от назначения гидротехнические сооружения делятся на: водозадерживающие, водонаправляющие, водосбросные и донные. Они создаются соответственно на водосборной площади, в вершинах балок, оврагов и по дну гидрографической сети.

Водозадерживающие сооружения регулируют поверхностный сток путем его задерживания и постепенного отвода или использования для увлажнения почвы. К ним относятся валы-террасы и водозадерживающие валы-канавы.

Горизонтальные валы-террасы сооружают на обрабатываемых склонах, в садах, на участках залужения при уклонах до 6° на хорошо водопроницаемых почвах, преимущественно в зонах недостаточного и умеренного увлажнения.

Высоту вала принимают 0,3...0,6 м, заложение верхового откоса - 1:8...1:10, а низового - 1:4...1:6 (рис. 3.7).

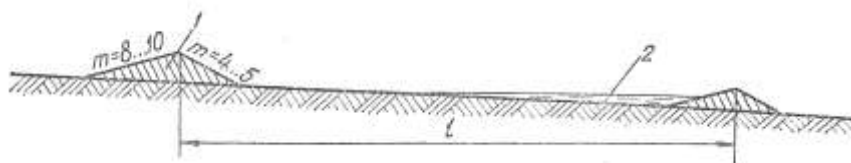


Рис. 3.7 – Горизонтальные валы-террасы

1 - вал; 2 - прудок

Это позволяет сельскохозяйственным машинам легко преодолевать вал при обработке почвы и уборке урожая.

Валы-террасы стоят по горизонталям местности по возможности с минимальным количеством изгибов и параллельно один к другому. Расстояние между ними устанавливают в результате гидрологических расчетов и принимают кратным захвату основных сельскохозяйственных орудий.

Наклонные валы-террасы создают в условиях избыточного увлажнения и при наличии тяжелых маловодопроницаемых почв для уменьшения скорости стекания поверхностных вод на склонах до 8^0 . Они представляют собой валы с широким основанием (3...6 м), формируемые путем сдвигания земли с одной или двух сторон. Высоту вала и глубину прудка принимают от 0,3 до 0,6 м. Выемку делают широкой, с малым уклоном.

Такие валы-террасы устраивают под некоторым углом к горизонталям с небольшим продольным уклоном (0,001...0,005), чтобы сбросить часть воды.

Валы-террасы строят при помощи плугов общего назначения (ПН-4-35, ПН-3-40 и др.), оборотных плугов (ПОН-3-40 и др.), исключая холостые проходы, прицепных рейдеров (Д-20А) и автогрейдеров (Д-598А, Д-710А) или бульдозера. Наиболее широкое распространение при формировании валов получил комбинированный способ, сочетающий работу пахотного и грейдерного агрегатов.

Водозадерживающие валы строят, чтобы приостановить рост оврагов. Сооружение состоит из тела вала, корытообразной выемки-канавы, шпор, перемычек, водовыпусков и водообходов (рис. 3.8).

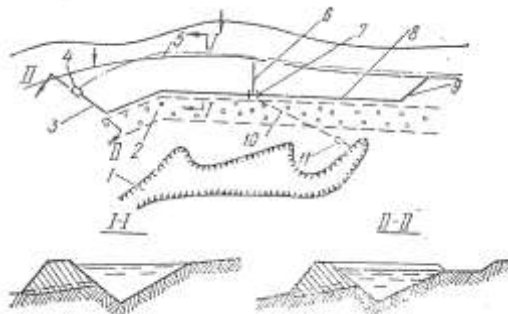


Рис. 3.8 – Размещение водозадерживающего вала-канавы у вершины оврага

1 - овраг; 2 - приовражная лесополоса; 3 - переливная шпора; 4 - водообход; 5 - прудок; 6 - перемычка; 7 - водовыпуск; 8 - водозадерживающий вал-канавы; 9 - глухая шпора; 10 - кювет (канавы); 11 - концевой водосброс

Валы строят трапециидальной или треугольной формы из местного грунта. Высота вала - $h = 0,8 \dots 2,0$ м, ширина по гребню - до 3,0 м и заложение откосов - $m = 1,5 \dots 8$. Параметры водозадерживающих валов назначаются на основании гидрологических расчетов по определению объемов и расходов стока с учетом механического состава грунта и топографических особенностей местности.

Водозадерживающие валы-канавы высотой до 2 м относятся к V классу (стр. 66) капитальности сооружений и рассчитываются на задержание талого или ливневого стока 10%-й обеспеченности. Длина вала, м, определяется по формуле 3.8:

$$L_{\text{в}} = \frac{W_{10\%}}{W_1 - W_{\text{заил}}}, \quad (3.8)$$

где $W_{10\%}$ - объем стока 10%-й обеспеченности, м^3 ; W_1 - объем воды, задерживаемой 1 м вала-канавы, $\text{м}^3/\text{м}$; $W_{\text{заил}}$ - объем заиления прудка за расчетный срок службы (10 лет), $\text{м}^3/\text{м}$. W_1 определяется как сумма объемов вала и канавки, которая образуется при выемке грунта для вала, по схеме (проектной) поперечного сечения вала и плана их размещения.

Тело вала удерживает воду, которая собирается перед ним в прудке после дождя или таяния снега. Чтобы вода из прудка не обтекала вал, на его концах устраивают **земляные дамбы-шпоры**. Шпоры располагают в плане относительно вала под углом не менее $110 \dots 130^\circ$ против склона, чтобы их не подмыла вода со стороны сухого откоса.

При большой длине вала прудок делят **поперечными валами**, так называемыми **перемычками**, которые располагают перпендикулярно валу с расстояниями между ними 80...150 м.

Вода, которая задерживается в прудке, фильтруется через его дно и боковые поверхности. При значительной глубине прудка и слабой проницаемости грунта для опорожнения прудка устраивают **водовыпуски**. Если прудок не в состоянии принять всю воду, то во избежание перелива через гребень вала и его разрушения в конце шпоры устраивают **водообход** шириной 1,5...3 м, который закрепляют посевом трав, дерном, хворостом и другими материалами. **Водообход** на практике, как правило, выполняется **в виде водослива с широким порогом - при ширине (толщине - δ) порога (водосливной стенки) в пределах: $(2 \div 3)H < \delta < (8 \div 10)H$** . Ширину порога водообхода b определяется из формулы 3.9 расхода водослива с широким порогом при коэффициенте затопления - $\sigma = 1$ по формуле 3.10:

$$Q = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}, \quad (3.9)$$

где Q - за расчетный расход водообхода принимается расход, превышающий максимальный, который может принять расчетный прудок, например расход снеготаяния; m - коэффициент расхода (0,3...0,38); b - ширина порога водослива (водообхода); H - напор перед водосливом, м

$$b = \frac{Q}{m \sqrt{2g} H^{3/2}} \quad (3.10)$$

Средняя скорость течения воды на **водообходе** определяется по формуле 3.11:

$$v = Q/\omega, \quad (3.11)$$

где Q - расчетный расход водообхода; ω - площадь потока над водосливом, м^2 .

Допустимая неразмывающая скорость потока для среднесуглинистых грунтов определяется по формуле 3.12 С.А. Гиршкана:

$$v_{\text{нер}} = k \times Q^{0,1}, \quad (3.12)$$

где k - коэффициент, для средних суглинков - 0,62

Размещают валы-канавы на приовражном участке по горизонталям местности выше растущей вершины оврага и на водосборной площади. Первый от вершины оврага вал располагают на расстоянии B , м, которое определяют по формуле 3.13:

$$B = 3H \times k, \quad (3.13)$$

где H - глубина оврага у вершины, м; k - коэффициент (для супесей и суглинков - $k = 1,4$, для глин - $k = 1,2$).

Крутизна склонов на участке размещения валов не должна превышать 6° . При больших уклонах строительство валов экономически нецелесообразно, т.к. в этом случае объем воды, задерживаемый 1 м вала, меньше объема вынутаго грунта.

Водонаправляющие сооружения (водоотводящие валы-канавы, распылители стоков, ливнеотводы) направляют поверхностный сток к водозадерживающим или водосбросным сооружениям или рассредоточивают водный поток на мелкие ручейки. Они также отводят сток от действующих вершин и отвершков оврагов и от склонов.

Водоотводящие валы-канавы применяют для перехвата и отвода поверхностного стока от оврагов с большим количеством отвершков (рис. 3.9), а также выполаживании их.

Поперечный профиль вала принимают трапециидальной или треугольной формы с выемкой треугольного сечения. Сухой откос вала принимают равным $1 \dots 1,5$, мокрый и нижний откос канавы - $1,5 \dots 2,0$, верхний откос - $2 \dots 5$. Ширина вала по гребню $2,5$ м. Целесообразно создавать их проходимыми для механизмов по типу широких валов-ложбин с пологими откосами $1:5 \dots 1:8$, небольшой глубины - $0,5 \dots 0,6$ м при ширине по дну $1 \dots 1,5$ м. Отметки гребня вала проектируют не менее чем на $0,2$ м выше расчетного уровня воды при расходах до 1 м^3 на секунду и не менее $0,4 \dots 0,5$ м при расходах $1 \dots 10 \text{ м}^3/\text{с}$. Чтобы канава не заиливалась, гребню вала и дну выемки придается уклон, близкий допустимому на размыв для данных почв ($0,005 \dots 0,003$).

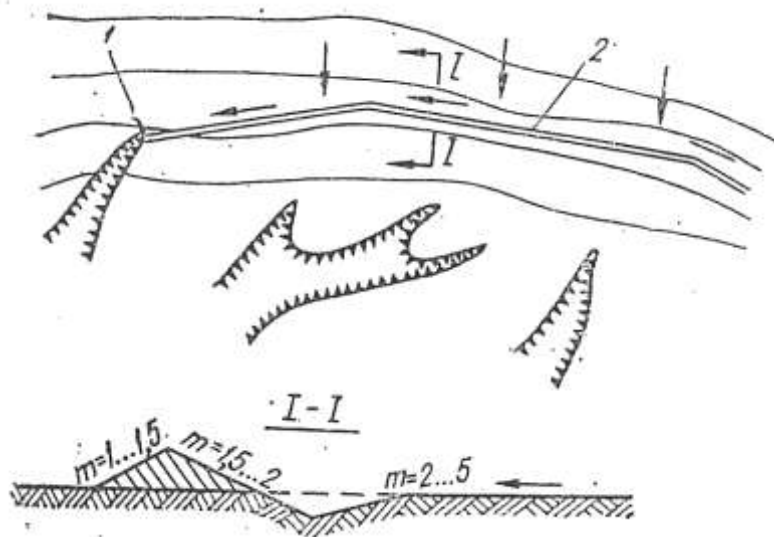


Рис. 3.9 – Водоотводящие валы-канавы
 1 - водосборное сооружение; 2 - водоотводящий вал-канавы

Земляные работы при строительстве валов выполняют бульдозером, грейдером и катком без ручных доработок. Водоотводящие канавы глубиной 50...60 см устраивают при помощи плантажного плуга.

Расчет водоотводных канав заключается в определении максимальной глубины наполнения h , средней скорости течения, которая меньше или равна допустимой на размыв, и расчетного уклона. Канавы как правило выполняются треугольной формы.

Допустимую скорость потока принимается - неразмывающая скорость ($v_{\text{нер}}$) при закреплении стенок канавы травой.

В зависимости от водосборной площади расчетный расход распределяется между: левой вершиной оврага - Q_L , правой вершиной оврага - Q_P ; непосредственно с прилегающего склона - $Q_{\text{ПР.СКЛ}}$, ориентировочно с соотношением:

$$Q_L : Q_P : Q_{\text{ПР.СКЛ}} \approx 44\% : 35\% : 21\%$$

Глубину наполнения (h) каждой канавы водой находим из формулы 3.14 определения площади поперечного сечения (ω), решая ее относительно h ,

$$\omega = m \times h^2; h = \sqrt{\frac{\omega}{m}} \quad (3.14)$$

где m - коэффициент откоса.

Канаву проектируется с допустимым в отношении размыва уклоном, значение которого определяем из формулы 3.15 Шези:

$$v_{\text{нер}} = C \sqrt{R \times I_{\text{нер}}}; I_{\text{нер}} = \frac{v_{\text{нер}}^2}{C^2 \times R}, \quad (3.15)$$

где $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$; $R = \omega / \chi$; $\chi = 2h \sqrt{1 + m^2}$.

Распылители стока устраивают для рассредоточения концентрированного водного потока в естественных ложбинах, разъемных бороздах, у опушек лесополос, по полевым дорогам, имеющим уклон 0,009 (0,5°) и более.

Они представляют собой земляные валики, перегораживающие ложбину под углом 45° к направлению оси водотока, выводящие сток на прилегающий склон (рис. 3.10).

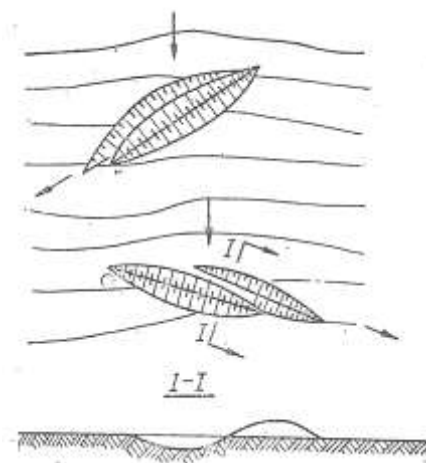


Рис. 3.10 – Схема расположения распылителей стока по ложбине

Высота валиков - 0,3...0,5 м. Сечение валов-распылителей делается треугольной или трапециидальной формы с заложением откосов 1 : 1,5. Размещают распылители по ложбинам через каждые 50...100 м.

Ливнеотводы представляют собой каналы, дно и откосы которых закреплены. Они служат для быстрого отвода воды.

Водосбросные сооружения (быстротоки, ступенчатые и консольные перепады) служат для сброса на дно оврага воды, поступающей через вершинный перепад, и для гашения избыточной энергии в непосредственной близости от сооружения.

Донные сооружения по дну оврагов применяют для прекращения дальнейшего размыва и увеличения ширины русла, уменьшения скорости потоков, предотвращения подмыва сопрягающих вершинных сооружений, задержания твердого стока.

Применяют следующие **типы донных сооружений**: запруды, донные перепады и пороги, плотины. Тип запруд (плетневые, фашинные, деревянные, земляные, каменные или бетонные и т.п.) определяют исходя из наличия местных строительных материалов, расхода воды и инженерно-геологических условий местности.

Склоновые овраги глубиной до 5...6 м и длиной до 300...400 м с площадью водосбора не более 5 га целесообразно частично или полностью **засыпать грунтом** с сохранением растительного слоя на поверхности.

Комплекс противоэрозионных мероприятий в бассейнах балок необходимо завершить постройкой прудов, которые прекращают размывы в балке, с использованием для орошения зааккумуляированного в них местного стока.

Важным условием борьбы за сохранение окружающей среды является не ликвидация, а именно **предупреждение эрозии** на орошаемых и осушаемых землях.

Основными предпосылками развития водной эрозии на орошаемых и осушаемых землях являются: превышение допустимых из условия размыва скоростей движения воды в бороздах и на полосах при поверхностном поливе на больших уклонах; плохая планировка поверхности поливных участков; несоответствие качества дождя водно-физическим свойствам почвы (крупные капли дождя разрушают структурные агрегаты почвы, уменьшая ее водопроницаемость; при интенсивности дождя, превышающей впитывающую способность почвы, появляется слой невпитавшейся воды, который приводит к поверхностной эрозии); проектирование и строительство открытой оросительной и осушительной сетей по направлению больших уклонов; отсутствие водосборно-сбросной сети или неудовлетворительная ее эксплуатация; большие фильтрационные потери и технические утечки воды из оросительной сети; неудовлетворительная эксплуатация оросительных и осушительных систем.

Для предупреждения ирригационной эрозии необходимо применять комплекс организационно-хозяйственных, агромелиоративных и гидромелиоративных мероприятий на стадии проектирования, строительства и эксплуатации систем.

Необходимо проектировать **закрытые и комбинированные** конструкции оросительных сетей в условиях сложного рельефа.

Элементы техники поверхностного полива должны обеспечивать допустимые скорости движения воды.

Для достижения соответствия интенсивности дождя впитывающей способности почвы следует подбирать соответствующую модификацию машины, снижать интенсивность дождя за счет сокращения продолжительности полива на одной позиции.

В процессе эксплуатации должен осуществляться **постоянный контроль (мониторинг)** за состоянием оросительной и осушительной сети, своевременный ремонт и очистка каналов.

Пример решения задачи

Задание. Запроектировать водозадерживающие валы для предотвращения дальнейшего роста оврагов. Определить оптимальные размеры водозадерживающих валов, запроектировать их на плане, рассчитать и запроектировать водообходы и водоотводящие каналы.

Исходные данные. Район строительства - город Харьков. План приовражного участка (М 1:2000) - рис. 3.11, принципиальная схема поперечного сечения вала - рис. 3.12, гидрологические параметры приведены в таблице 3.1. Уклон почвы по рис.3.11 $i = 0,05$. $B_{НПУ}$ - ширина прудка на отметке НПУ, $B_{НПУ} = 25$ м.

Решение.

Расчет длины вала. Принимаем трапециидальное поперечное сечение вала с шириной по верху $a = 2,5$ м, коэффициентом заложения низового откоса $m_1 = 1,5$, верхнего $m_2 = 2$; высота вала $H = 1,5$ м, превышение гребня вала над НПУ - 0,25 м, над ФПУ - 0,1 м (рис. 3.12) (НПУ, ФПУ - нормальный и форсированный подпертые уровни воды в прудке).

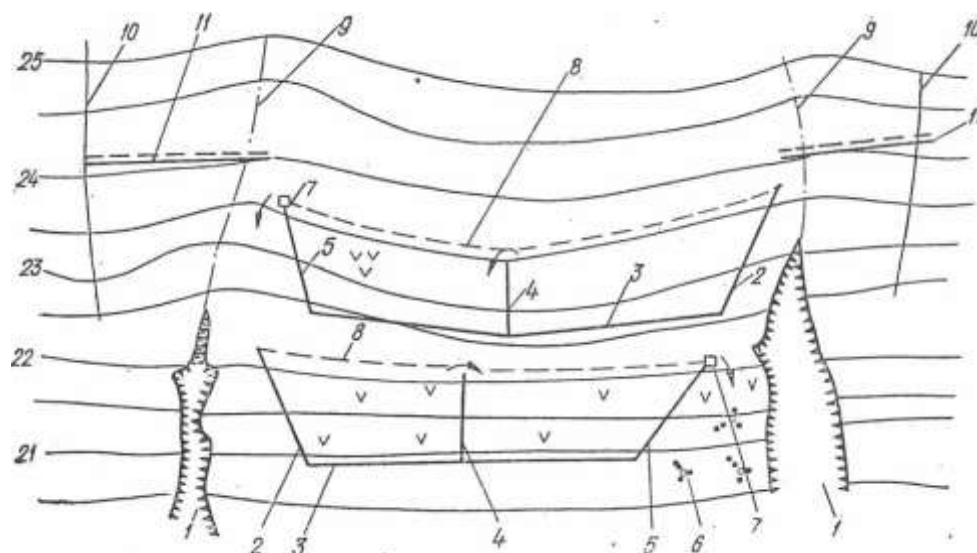


Рис. 3.11 – План размещения водозадерживающих валов
 1 - овраги; 2 - глухие шпоры; 3 - водозадерживающие валы; 4 - перемычки;
 5 - открытые шпоры; 6 - залужение; 7 - водообходы; 8 - урезы воды;
 9 - тальвеги; 10 - водоразделительные линии;
 11 - водонаправляющие валы-канавы

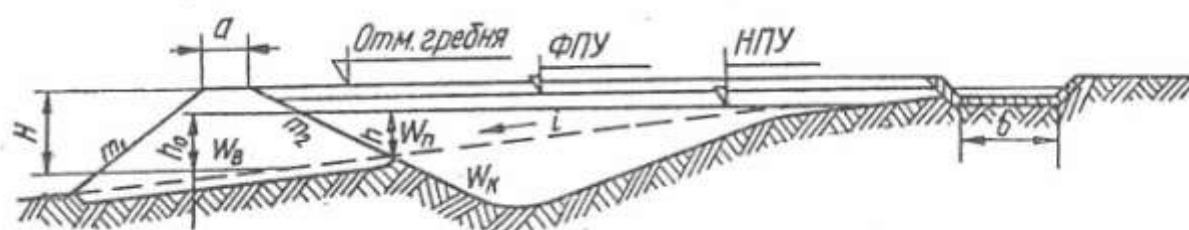


Рис. 3.12 – Принципиальная схема поперечного сечения вала
 H - высота вала; h - глубина воды в прудке перед валом; i - средний уклон местности перед валом; h_0 - рабочая высота вала; b - ширина водообхода

Таблица 3.1 – Гидрологические параметры

№ водосбора	Площадь водосбора, км ²	Объем стока с вероятностью превышения 10%, м ³		Максимальный расход воды с вероятностью превышения 10%, м ³ /с	
		весенний (от снеготаяния)	летний (от ливня)	весенний (от снеготаяния)	летний (от ливня)
1	0,1	9500	2700	0,14	1,14

При этом глубина воды в прудке перед валом при НПУ будет $h = H - 0,25 = 1,25$ м. Вал насыпаем из грунта, который вынимаем из канавки перед валом. Объем канавки W_k равный объему тела вала W_b определяем по форму-

лам объёма призм канавки и вала по рис.3.12. Каждый метр длины вала задерживает объем воды W_1 , который равен сумме объемов канавки W_k и прудка W_n :

$$W_k = \frac{2a + (m_1 + m_2) \times H}{2} \times H,$$

$$W_n = \frac{1}{2} \left(m_2 \times h + \frac{h}{i} \right) \times h$$

или

$$W_1 = W_k + W_n = \frac{2 \cdot 2,5 + (1,5 + 2) \times 1,5}{2} \times 1,5 + \frac{1}{2} \left(2 \cdot 1,25 + \frac{1,25}{0,05} \right) \times 1,25 \approx 24,9 \text{ м}^3.$$

Если 1 м вала задерживает 24,9 м³ воды, то для задержания 9500 м³ (табл. 3.1) требуется вал длиной L_B по формуле 3.8:

$$L_B = 9500 : 24,9 = 382 \text{ м}.$$

Проектирование вала на плане. Вал целесообразно расположить на неудобной для обработки территории склона между оврагами рис. 3.11. В таком случае вода от вершин будет направляться к валу водоотводящими канавами.

Анализируя на плане конфигурацию и размеры межовражного участка, видим, что вал такой длины разместить нельзя. Поэтому предусматриваем двухъярусное (примерно - параллельное) размещение валов, суммарная длина которых будет 382 м. Нижний вал проектируем длиной $l_1 = 182$ м, а верхний длиной $l_2 = 382 - 182 = 200$ м. Тогда объем воды, задерживаемой верхним валом, составит $W_1 = 24,9 \times 200 = 5000 \text{ м}^3$, а нижним - $W_2 = 24,9 \times 182 = 4500 \text{ м}^3$.

Расстояние между валами принимаем несколько большим ширины прудка за нижним валом $L_{пр} = \frac{h}{i} = \frac{1,25}{0,05} = 25 \text{ м}$, принимаем 30 м.

Валы террасируем вдоль горизонталей, чтобы обеспечить одинаковую их высоту по длине. По концам валов под углом 110...130° проектируем шпоры, которые вместе с валом образуют чашу прудка и удерживают скопившуюся воду. Образовавшийся прудок за валом делим на две секции земляной перемычкой, которая предупреждает сброс всего объема воды из прудка в случае прорыва вала. Гребень перемычки устраиваем на уровне гребня вала и шпор.

В левой шпоре верхнего и правой шпоре нижнего вала устраиваем водообходы для организованного отвода воды из-за верхнего вала к нижнему, а из-за последнего - на безопасный в отношении размыва склон. Необходимость в отводе воды из-за нижнего вала на склон может возникнуть в том случае, когда объем стока, превысит расчетный.

Расчет водообхода. Водообход представляет собой водослив трапециидального сечения с широким порогом на отметке НПУ (нормальный подпертый уровень), который устраивают в начале шпоры.

Гидравлический расчет водообхода сводится к определению его ширины (b) при известном расходе Q и напоре H . Водообход рассчитывают на пропуск максимального расхода с учетом регулирующего влияния верхнего прудка.

В нашем примере расход ливня больше, чем расход от снеготаяния, но ввиду того, что объем от ливня меньше объема прудка $W_d = 2700 \text{ м}^3 < W_b = 5000 \text{ м}^3$, он

весь будет задержан в прудке. Поэтому за расчетный расход водообхода принимаем максимальный расход снеготаяния $Q_{\text{вс}} = 0,14 \text{ м}^3/\text{с}$ (табл. 3.1).

С учетом регулирующего влияния прудка расход водообхода определяем по формуле 2.62 (разд. 6.2):

$$Q_{\text{сбр}} = Q_{\text{вс}} \times \left(1 - \frac{P}{W_{\text{вс}} - 5000}\right) = 0,14 \times \left(1 - \frac{750}{9500 - 5000}\right) = 0,11 \text{ м}^3/\text{с},$$

где P - объем регулирующей призмы верхнего прудка:

$$P = l_2 \times H_{\text{рег}} \times B_{\text{НПУ}} = 200 \times 0,15 \times 25 = 750 \text{ м}^3,$$

где 200 м - длина прудка; $H_{\text{рег}} = 0,15$ м - принятая высота регулирующей призмы, т.е. превышение ФПУ над НПУ; $B_{\text{НПУ}} = 25$ м - ширина прудка на отметке НПУ.

Ширину порога водообхода b определяем по формуле 3.10 из формулы 3.9 расхода водослива с широким порогом:

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2};$$

$$b = \frac{Q_{\text{сбр}}}{m \times \sqrt{2g} \times H_{\text{рег}}^{3/2}} = \frac{0,11}{0,32 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times 0,15^{3/2}} = 1,33 \text{ м}.$$

где m - коэффициент расхода, $m = 0,32$ (стр. 105).

Водообход выполняют бульдозером, поэтому ширину его принимают в равной ширине ножа - 2,5 м. При этой ширине расчетный расход $0,11 \text{ м}^3/\text{с}$ будет проходить с напором H из формулы 3.9:

$$H^{3/2} = \frac{Q_{\text{сбр}}}{m \times b \times \sqrt{2g}} = \frac{0,11}{0,32 \times 2,5 \times \sqrt{2 \times 9,81}} = 0,031; H = 0,1 \text{ м}.$$

Глубина воды на пороге водослива примерно равна $0,6 H$, в данном случае: $h_{\text{в}}^{\text{нор}} = 0,6 \times 0,1 = 0,06$ м. Средняя скорость течения воды на водообходе определяется по формуле 3.11:

$$v = Q_{\text{сбр}} / \omega = 0,11 / (2,5 \times 0,06) = 0,73 \text{ м/с}$$

Допустимая неразмывающая скорость потока для среднесуглинистых грунтов определяется по формуле 3.12:

$$v_{\text{нер}} = k \times Q^{0,1} = 0,62 \times 0,11^{0,1} = 0,5 \text{ м/с},$$

где k - коэффициент, для средних суглинков - 0,62.

Средняя скорость течения воды на водообходе превышает допустимую на размыв $v = 0,73 \text{ м/с} > v_{\text{нер}} = 0,5 \text{ м/с}$. Поэтому предусматриваем крепление водообхода одерновкой плашмя, которая допускает скорость $1 \dots 1,5 \text{ м/с}$.

Расчет водоотводных канав заключается в определении максимальной глубины наполнения h , средней скорости течения, которая меньше или равна допустимой на размыв, и расчетного уклона.

Поверхностный сток воды перехватывается от вершин оврагов и направляется в верхний прудок водоотводными каналами. Для перехвата всего стока их устраивают от водораздельных линий и рассчитывают на максимальный расход дождевого паводка, который превышает расход снеготаяния ($Q_{\text{д}} = 1,14 > Q_{\text{вс}} = 0,14 \text{ м}^3/\text{с}$).

В зависимости от водосборной площади этот расход распределяется следующим образом (стр. 107): к левой вершине оврага 44% - $0,5 \text{ м}^3/\text{с}$, к правой 35% - $0,4 \text{ м}^3/\text{с}$ и непосредственно в верхний прудок с прилегающего склона 21% - $0,24 \text{ м}^3/\text{с}$.

Рассчитываем левую канаву. Из условия механизированного выполнения работ и обеспечения беспрепятственного преодоления ее почвообразующими механизмами принимаем ее треугольной формы с заложением откосов $m = 5$. Допустимую скорость потока при закреплении стенок канавы травой принимаем $v_{\text{нер}} = 0,6 \text{ м/с}$. Тогда площадь живого сечения потока при пропуске расхода $0,5 \text{ м}^3/\text{с}$ будет равна по 3.11:

$$\omega = Q_{\text{сбр}} / v_{\text{нер}} = 0,5 / 0,6 = 0,83 \text{ м}^2$$

Глубину наполнения канавы водой находим из формулы 3.14 поперечного сечения, решая ее относительно h ,

$$\omega = m \times h^2; \quad h = \sqrt{\frac{\omega}{m}} = \sqrt{\frac{0,83}{5}} = 0,41 \text{ м.}$$

Канаву проектируем с допустимым в отношении размыва уклоном, значение которого определяем из формулы 3.15 Шези:

$$v_{\text{нер}} = C \sqrt{R \times I_{\text{нер}}}; \quad I_{\text{нер}} = \frac{v_{\text{нер}}^2}{C^2 \times R} = \frac{0,6^2}{25,4^2 \times 0,2} \approx 0,003,$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0,03} 0,2^{1/6} = 25,4; \quad R = \omega / \chi = 0,83 / 4,18 = 0,20;$$

$$\chi = 2h \times \sqrt{1 + m^2} = 2 \cdot 0,41 \times \sqrt{1 + 5^2} = 4,18.$$

Чтобы обеспечить канаве такой уклон, проектируем ее под углом к горизонтали.

Список источников

1. С. Е. Никулин, Г. И. Благодарная Конспект лекций Основы гидромелиорации: (для студентов 3 курса дневной и заочной форм обучения образовательно-квалификационного уровня бакалавр, направления подготовки 6.060103 «Гидротехника (Водные ресурсы)») /; Харьк. нац. акад. гор. хоз-ва. – Х.: ХНАГХ, 2011. -247 с.
2. Сельскохозяйственные мелиорации /под ред. С. М. Гончарова, С. М. Коробченко: Учебник. - К.: Вища шк., Головное издательство, 1985. -382 с.
3. Сельскохозяйственные гидротехнические мелиорации /Гончаров С. М., С. М. Коробченко, Ковалёв С. В., Потоцкий С. М.; под ред. Гончарова С. М., Коробченко С. М. Учебное пособие- Львов: Вища шк. Изд-во. при Львов. Ун-те, 1988.- 352 с.
4. Шевелев Ф. А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб.- М.: Строиздат, 1973.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Введение	3
МОДУЛЬ 1. ОСНОВЫ ГИДРОМЕЛИОРАЦИИ	4
С.М. 1.1 ВИДЫ МЕЛИОРАЦИИ. ВОДНЫЙ РЕЖИМ ГРУНТОВ	4
ТЕХНОЛОГИЯ РЕГУЛИРОВАНИЯ ВОДНОГО РЕЖИМА ГРУНТОВ	
МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ПРАКТИЧЕСКИМ ЗАНЯТИЯМ	4
Рабочая программа.....	4
Методические указания.....	4
Практическое занятие №1.....	4
1.1 РАСЧЕТ ВОДНОГО БАЛАНСА КОРНЕОБИТАЕМОГО СЛОЯ ПОЧВЫ ЗА	
ВЕГЕТАЦИОННЫЙ ПЕРИОД	4
Теоретические положения.....	4
Пример решения задачи.....	8
Практическое занятие № 2.....	10
2.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РЕЖИМА ОРОШЕНИЯ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ	
КУЛЬТУР	10
Теоретические положения.....	10
Пример решения задачи.....	17
С.М. 1.2 . ОСУШИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ. ОРОСИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ	
МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ПРАКТИЧЕСКИМ ЗАНЯТИЯМ	21
Рабочая программа.....	21
Методические указания.....	21
Практическое занятие № 3.....	22
3.1 РАСЧЁТ ЗАКРЫТОГО ДРЕНАЖА ВОДОПРОНИЦАЕМЫХ ГРУНТОВ	22
Теоретические положения.....	22
Пример решения задачи.....	25
3.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ РЕГУЛИРУЮЩЕЙ ДРЕНАЖНОЙ	
СЕТИ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ НА СЛАБО ПРОНИЦАЕМЫХ	
ГРУНТАХ	28
Теоретические положения.....	28
Пример решения задачи.....	29
Практическое занятие №4.....	30
4.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОВОДЯЩЕЙ И ОГРАЖДАЮЩЕЙ	
СЕТИ	30
Теоретические положения.....	30
Пример решения задачи.....	32
4.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЁТНЫХ РАСХОДОВ ПРОВОДЯЩИХ КАНАЛОВ	34
Теоретические положения.....	34
Пример решения задачи.....	37
Практическое занятие № 5.....	39
5.1 ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ РАЗМЕРОВ ПРОВОДЯЩИХ КАНАЛОВ	
ОСУШИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ	39
Теоретические положения.....	39
Пример решения задачи.....	43

5.2 РАСЧЁТ ЗАКРЫТОГО КОЛЛЕКТОРА ПРОВОДЯЩЕЙ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СЕТИ.....	48
Теоретические положения.....	48
Пример решения задачи.....	51
Практическое занятие № 6.....	55
6.1 РАСЧЁТ ЗАКРЫТОЙ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ ПОЛИВЕ ДОЖДЕВАЛЬНОЙ МАШИНОЙ.....	55
Теоретические положения.....	55
Пример решения задачи.....	59
6.2 РАСЧЁТ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ ИЗ ПРУДА НА МЕСТНОМ СТОКЕ.....	63
Теоретические положения.....	63
Пример решения задачи.....	70
Практическое занятие № 7.....	74
7.1 РАСЧЁТ СИСТЕМЫ ПРОМЫВКИ И ДРЕНАЖА ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ...74	74
Теоретические положения.....	74
Пример решения задачи.....	77
Практическое занятие № 8.....	82
8.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ УЗЛА ОРОСИТЕЛЬНОЙ НАСОСНОЙ СТАНЦИИ.....	82
Теоретические положения.....	82
Пример решения задачи.....	93
С.М. 1.3 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВИДЫ МЕЛИОРАЦИЙ. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ ГИДРОМЕЛИОРАЦИЯХ.....	97
Рабочая программа.....	97
Методические указания.....	97
Практическое занятие № 9.....	98
9.1 РАСЧЁТ ОБВАЛОВНИИ ДЛЯ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ ПОДТОПЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬ В ПОЙМЕ РЕКИ.....	98
Теоретические положения.....	98
Пример решения задачи.....	104
9.2 РАСЧЁТ ВОДОЗАДЕРЖИВАЮЩЕГО ВАЛА ДЛЯ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ РОСТА ОВРАГОВ И ОПОЛЗНЕЙ.....	106
Теоретические положения.....	106
Пример решения задачи.....	112
Список источников.....	117

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

НІКУЛІН Сергій Юхимович

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять
з дисципліни

«ОСНОВИ ГІДРОМЕЛІОРАЦІЇ»

*(для студентів 3 курсу денної і заочної форм навчання
освітньо-кваліфікаційного рівня бакалавр, напряму підготовки
6.060103 «Гідротехніка (Водні ресурси)»)*

(Рос. мовою)

Відповідальний за випуск *С. С. Душкін*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2011, поз. 128М

Підп. до друку 09.08.2012

Друк на ризографі

Тираж 50 пр.

Формат 60x84/16

Ум. друк. арк. 6,9

Зам. №

Видавець і виготовлювач:

Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rektorat@ksame.kharkov.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4064 від 12.05.2011р.